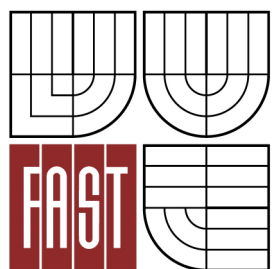




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ZALOŽENÍ NOVÉ A SANOVANÉ PODPĚRY "STARÉHO MOSTU" PŘES DUNAJ V BRATISLAVĚ

FOUNDATION OF NEW AND REDEVELOPED SUPPORTS "OLD BRIDGE" OVER THE DANUBE IN BRATISLAVA

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

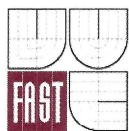
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. MICHAEL KOREC

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. JAN MASOPUST, CSc.

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor 3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant Bc. Michael Korec

Název Založení nové a sanované podpěry "Starého mostu" přes Dunaj v Bratislavě

Vedoucí diplomové práce doc. Ing. Jan Masopust, CSc.

Datum zadání diplomové práce 31. 3. 2014

Datum odevzdání diplomové práce 16. 1. 2015

V Brně dne 31. 3. 2014


.....
doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu


.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Podklady :

- Geotechnický průzkum pro rekonstrukci starého mostu v Bratislavě.
- Výkresy starého mostu přes Dunaj v Bratislavě, půdorys, podélný řez, příčné řezy.

Literatura:

- Masopust, J.: Speciální zakládání staveb – 1. díl, VUT Brno, 2004,
- Masopust, J.: Speciální zakládání staveb – 2. díl, VUT Brno, 2006.
- Masopust, J.: Navrhování základových a pažících konstrukcí, Příručka k ČSN EN 1997-1, ČKAIT Praha, 2012.

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

Zásady pro vypracování:

- zhodnocení geotechnických poměrů lokality, vytvoření geologického a následně geotechnického modelu v místě nového a sanovaného pilíře mostu,
- zhodnocení geotechnických rizik,
- vypracování přijatelných alternativ návrhu založení nového pilíře, vč. zajištění jímky,
- zhodnocení jednotlivých návrhu jednak z hlediska geotechnických rizik, jednak z hlediska nákladů,
- pro vybranou alternativu vypracování statického výpočtu, výkresové dokumentace v rozsahu DSP, tj. nejméně: půdorys, příslušné řezy, výkresy navržených prvků speciálního zakládání staveb, výkresy pomocné konstrukce – jímky,
- vypracování přijatelných alternativ návrhu sanace základů podchycovaného pilíře,
- zhodnocení jednotlivých návrhu jednak z hlediska geotechnických rizik, jednak z hlediska nákladů,
- pro vybranou alternativu vypracování statického výpočtu, výkresové dokumentace v rozsahu DSP, tj. nejméně: půdorys, příslušné řezy, výkresy navržených prvků speciálního zakládání staveb,
- vypracování technologického postupu prací.


Předepsané přílohy:

- vyplývají ze zásad pro vypracování.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).


.....
doc. Ing. Jan Masopust, CSc.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Práce se zabývá zakládáním rekonstruovaného „Starého mostu“ v Bratislavě. Součástí rekonstrukce je založení nové podpěry a sanace základu jedné stávající podpěry. V úvodu je uveden přehled metod využívaných pro zakládání v řece a vybrána nejvhodnější metoda. Dále je variantě vypracován návrh základu nové podpěry a podchycení základu stávající podpěry. Varianty jsou staticky posouzeny a je k nim vypracována výkresová dokumentace. V závěru jsou varianty porovnány a je vybrána nejvhodnější varianta.

Klíčová slova

založení mostu, zakládání v řece, dvojité jímka, plošný základ, pilotový základ, trysková injektáž

Abstract

The thesis is focused on the reconstruction of the "Old Bridge" in Bratislava. Part of the reconstruction is the foundations of a new pier and redevelopment of an existing pier. The introduction provides an overview of methods used for the foundations within the river and from there onwards, the most suitable method has been selected. The pier's foundation is designed in several variants, coupled with the drawings. In conclusion, the variants were compared and the most suitable one was selected.

Keywords

bridge foundations, foundations within the river, double sheet pile wall, shallow foundation, pile foundation, jet grouting

...

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Michael Korec *Založení nové a sanované podpěry "Starého mostu" přes Dunaj v Bratislavě*. Brno, 2015. 38 s., 70 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Jan Masopust, CSc.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne

.....
podpis autora

Poděkování:

Především děkuji svým rodičům, že mi umožnili studovat na vysoké škole a po celou dobu studia mě podporovali. Dále bych chtěl poděkovat těm profesorům, kteří neberou vyučování jako povolání, ale spíše jako poslání a možnost předat své dlouholeté zkušenosti. Děkuji panu doc. Ing. Janu Masopustovi, CSc., panu doc. Ing. Lumíru Mičovi Ph.D. a paní Ing. Věře Glisníkové, CSc. bez nichž by tato práce nemohla vzniknout.

OBSAH

1	ÚVOD	6
2	HISTORIE ZAKLÁDÁNÍ STAVEB.....	7
3	METODY ZAKLÁDÁNÍ.....	9
3.1	STUDNĚ	9
3.2	KESONY	10
3.3	SKŘÍNĚ	11
3.4	JÍMKY	11
4	STARÝ MOST V BRATISLAVĚ.....	14
4.1	HISTORIE.....	14
4.2	NOVÝ STAV	16
4.3	CHARAKTERISTIKA ÚZEMÍ.....	18
4.3.1	Geomorfologické poměry	18
4.3.2	Geologické poměry	18
4.3.3	Hydrogeologické a hydrologické poměry	19
4.3.3.1	Hydrogeologické poměry	19
4.3.3.2	Hydrologické poměry	20
4.3.4	Klimatické poměry.....	20
4.3.5	Seismicita území	20
4.3.6	Prozkoumanost území	21
4.4	GEOTECHNICKÉ POMĚRY	21
5	ZAKLÁDÁNÍ.....	24
5.1	PODPĚRA 34	24
5.1.1	Plošný základ	24
5.1.2	Pilotový základ.....	25
5.2	PODPĚRA 5	26
6	SROVNÁNÍ.....	28
6.1	PLOŠNÝ ZÁKLAD	28
6.2	PILOTOVÝ ZÁKLAD	30
6.3	ZHODNOCENÍ.....	31
7	ZÁVĚR.....	33
	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY.....	34
	SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ A ZKRATEK.....	35
	SEZNAM OBRÁZKŮ	36
	SEZNAM TABULEK.....	37
	SEZNAM PŘÍLOH.....	38

1 ÚVOD

Tato diplomová práce se zabývá tématem rekonstrukce Starého mostu přes Dunaj v Bratislavě. Jedná se o historický most, který byl dokončen roku 1891. Bouřlivý vývoj dvacátého století se na konstrukci mostu značně podepsal a dnes již není schopna dostát svému účelu. Především požadavek na zvětšení parametrů plavební dráhy na 10 x 100 m neumožňuje zachovat most ve stávající podobě. To si vyžaduje zvětšení rozpětí hlavního pole a tím změnu rozmístění mostních pilířů. Přestože jsou mostní pilíře památkově chráněny, musí být dva z nich odstraněny a nahrazeny jedním novým pilířem a ostatní podpěry upraveny tak, aby svému účelu mohly sloužit přinejmenším dalších sto let.

V této práci je řešena problematika návrhu zakládání nové podpěry a sanace stávající podpěry, která z důvodu zvětšení rozpětí mostu již nevyhoví na zatížení v základové spáře. Budou zde popsány možné způsoby zakládání a zhodnocena vhodnost jejich užití. Nejvhodnější metody pak budou podrobně zpracovány a porovnány z hlediska jejich ekonomických nákladů.

2 HISTORIE ZAKLÁDÁNÍ STAVEB

S rozvojem stavitelství a stavbou náročnějších staveb musela být čím dále větší pozornost zakládání staveb. Jednou z jeho nejtěžších disciplín, bylo zakládání do vody, které bylo nutné především u mostních staveb a staveb spojených s vodní dopravou a hospodářstvím. Zde je uveden velmi stručný přehled metod zakládání některých staveb, jejichž umístění si vyžadovalo zakládání ve vodě. Pozornost je věnována především zakládání pod hladinou vody na území České Republiky.

První doklady o zakládání staveb pod hladinou vody na Evropském kontinentu pochází z mladší doby kamenné z doby před 7000 lety. Jedná se o tzv. nákolní stavby, které byly stavěny na jezerech zarážením kůlů hustě vedle sebe. Na sídlišti Robenhausen ve Švýcarsku bylo nalezeno až 100 000 kůlů [1]. Na našem území nebyly nákolní stavby dosud doloženy.

Nejstarší stavby u nás, u kterých máme doklady o zakládání, jsou první kamenné mosty. Prvním kamenným mostem na našem území byl Juditin most v Praze postavený v letech 1158-1172. Založení mostu bylo provedeno do jímek z dřevěných kůlů, odkud byla čerpána voda a na jejichž dno byly uloženy dřevěné rošty napěchované jílem. Přímo na ně pak byly kladeny těžké kamenné kvádry [2]. Jedním z největších problémů ve středověku u zakládání staveb pod hladinou vody bylo odčerpávání vody. Voda byla vynášena lidmi ve vědrech nebo byla odčerpávána pomocí korečkových čerpadel poháněnými lidmi či koňmi. Nezřídka bylo zaměstnáno odčerpáváním vody více lidí než stavbou samotnou.

Dalším pak, v pořadí třetím velkým mostem na našem území, byl most v Roudnici postavený v letech 1333 – 1340. Byl založen ve vodotěsné skříni vystavěné z roštu z překřížených trámů a z vodotěsných stěn a podlahy. Skříň byla ukotvena v místě budoucí mostní opěry a postupně tíhou zdíva ponořována na dno. Pro dosažení větší těsnosti byla ještě zevnějšku kolem skříně nasypána hrázka z šedého jílu. Tímto způsobem založení nebylo možné provést zahloubení v místě základové spáry, pouze hrubé urovnání dna. To mělo za následek, jako u všech soudobých mostních staveb, že most byl v době povodní podemílán, což vedlo až ke zhroutení mostu. Způsob zakládání ve skříni byl znám a používán již v době římské [1].

Další stavby, která vyžadovaly zakládání do vody byly vodní stavby. Nejstaršími vodními stavbami byly jezy, které v Praze byly stavěny již od 13. století. Pro jejich zakládání

nebylo třeba jímek, neboť byly stavěny z pilot a kryty kamennou dlažbou. Dále byly zakládány do vody věže říčních vodáren. Pravděpodobně byly zakládány ze skříní, tedy mělce, a trpěly, stejně jako mostní stavby, podemláním a často se nakláněly.

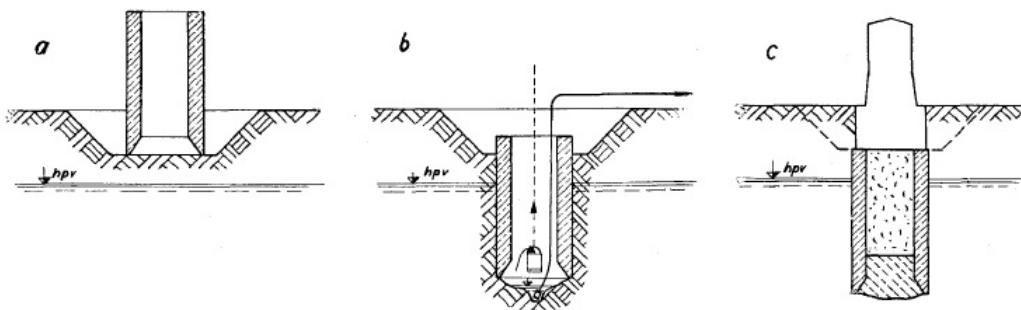
Během staletí nedocházelo v zakládání staveb k podstatnějšímu rozvoji a změnám. Až s nástupem moderní doby v 19. a 20. století s příchodem nových technologií a materiálů bylo možno účinně řešit problémy zakládání na neúnosném podloží a v obtížných podmínkách. Postupně dochází k rozvoji a zavádění moderních metod zakládání tak, jak je známe dnes.

3 METODY ZAKLÁDÁNÍ

V této části budou uvedeny možné metody založení nové podpěry a zhodnocena jejich vhodnost pro danou lokalitu a geotechnické podmínky.

3.1 Studně

Studně jsou dnes již historickým způsobem zakládání především z důvodu ekonomických a prováděcích. Jedná se o dutá válcová či hranolová tělesa, nahoře i dole otevřená, která se na projektovanou hloubku spouští podhrabáváním. Byly navrhovány původně dřevěné a zděné, později betonové, ocelové a železobetonové. Do podloží jsou zatlačovány vlastní vahou a musí být tudíž dostatečně těžké, aby překonaly tření na svém plášti. Spodní hrana byla často zešikmená či opatřená ocelovým břitem pro snadnější klesání. Po dosažení potřebné hloubky byla studna zcela nebo jen z části zalita betonem a vytvořila dostatečně únosný základ. Při zakládání v řece se často stěny studny vyráběly jako duté a byly plaveny na místo budoucí podpěry, kde stěny byly zality betonem a studna ponořena na požadované místo. Zemina zevnitř studny byla těžena ručně či strojně s čerpáním vody i bez, dle typu zeminy. Častým nebezpečím při výstavbě bylo naklonění studny.

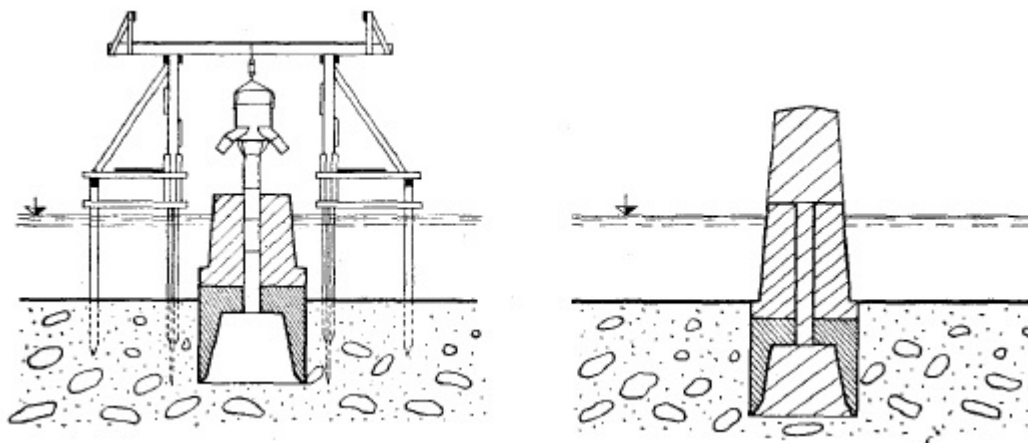


Obrázek 3-1 – Zakládání pomocí studně Zdroj: [1]

Pro založení nové podpěry se tato metoda jeví jako vhodná, protože by umožnila plošné založení v dostatečné hloubce, kde by již základ neohrožovaly výmoly způsobované říčním prouděním. Po dosažení neogenního jílovitého podloží, by bylo možné studny vyčerpat a dále postupovat za sucha. Tato metoda nebude využita z důvodů její zjevné neekonomičnosti.

3.2 Kesony

Kesony jsou stejně jako studny typem zakládání historickým, který se nevyužívá z důvodů jak z ekonomických, tak z důvodů zdravotních rizik při provádění. Současně jsou dnes k dispozici metody, které umožňují řešit hlubinné zakládání mnohem elegantněji, levněji a bezpečněji. Keson je podobně jako studna duté těleso, ovšem opatřené stropem a naplněné stlačeným vzduchem, který svým tlakem brání pronikání vody. Kesony se vyráběly většinou železobetonové nebo ocelové a umožňovaly zakládání až do hloubek 35m [1]. Princip zatlačování je naprosto stejný jako u studní, kdy z vnitřku kesonu je ručně za sucha odebírána zemina a keson svou vlastní vahou klesá do podloží. Po dosažení únosného podloží je keson zalit betonem. Na přelomu 19. a 20. století se jednalo o nejběžnější způsob zakládání mostních podpěr.

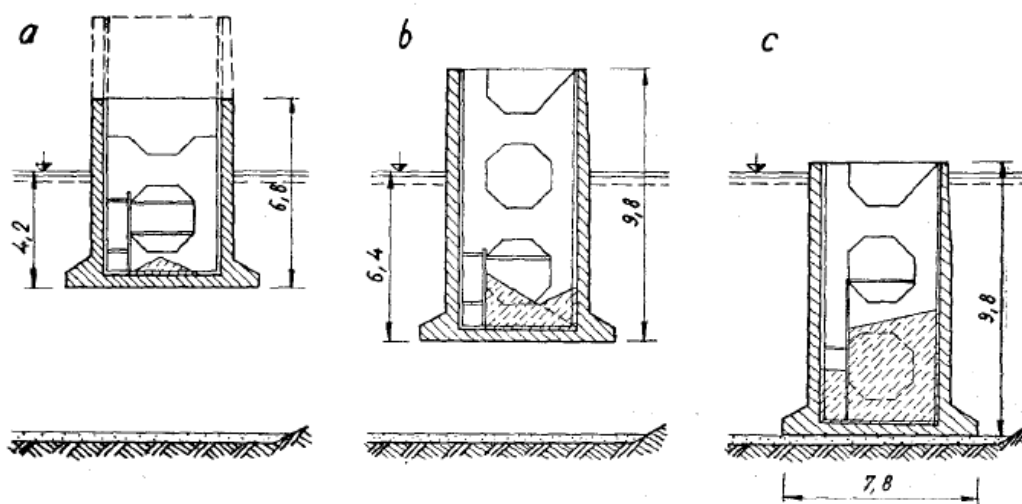


Obrázek 3-2 - Kesonový základ Zdroj: [1]

Všechny podpěry Starého mostu byly založeny na kesonech, ale bohužel se k nim nedochovala projektová dokumentace. Z provedených průzkumných prací víme, že se jednalo o ocelové kesony z plátů tloušťky do 20mm, výšky přibližně 2m a půdorysu kopírujícího tvar podpěry. Přestože bylo užito kesonů, most byl založen poměrně mělce na neogenní podloží, v hloubce asi 2m pod původní úroveň dna Dunaje. K ochraně základů před výmoly bylo užito záhozu, který musel být v průběhu let doplňován. Nová podpěra bude založena hlouběji než původní podpěry z důvodu větší ochrany před výmoly a z důvodu zvětšení zatížení. To, že most stojí již více než 110 let, prokazuje vhodnost kesonového základu. V dnešní době však tato metoda z důvodů uvedených výše již nepřipadá v úvahu.

3.3 Skříně

Skříně jsou dutá tělesa vyráběná mimo staveniště a na místo dopravované plavením. Po dopravení na místo jsou vybetonovány či vyzděny a vahou materiálu ponořeny na dno. Jsou ponořeny na urovnané dno či velmi mělce pod úroveň dna a lze jich tedy použít pouze tam, kde se na dně nachází dostatečně únosná zemina. V minulosti bylo poněkud obtížné umístit skřín přesně na požadované místo, dnes již lze při ukládání dosáhnout dostatečné přesnosti. Jedná se o nejstarší způsob zakládání mostních pilířů bez čerpání vody, známý již ve starověku. Skříně se užívá hlavně v námořních přístavech při stavbě nábrežních zdí, vlnolamů a suchých kotvišť. Dříve se používalo skříní dřevěných, dnes se vyrábějí téměř výlučně ze železobetonu.



Obrázek 3-3 - Postup stavby skříňového vlnolamu Zdroj: [1]

Jedná se o způsob zakládání, kterého se ve středověku využívalo k zakládání téměř všech mostních pilířů nacházejících se v řece, což mělo za následek jejich časté podemílání a poruchy mostů. Zakládání pomocí skříní je velmi mělké a tudíž se naprosto nehodí do veletoku, jakým je Dunaj, kde se počítá s hloubkou výmolů až tři metry.

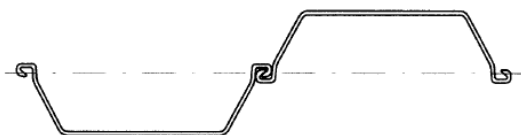
3.4 Jímky

Jímka je konstrukce, která se používá k ohrazení stavební jámy ve vodě. Ohrazená stavební jáma se pak nazývá jímková jáma. Voda se z jímky vyčerpá a zakládá se za sucha. Nebezpečím pro jímky je hydraulické prolomení dna, které vede ke ztrátě stability jímky a

jejímu zhroucení. Tvar jímky se v proudící vodě kvůli zmenšení odporu navrhuje zaoblený nebo klínový. Pro zvýšení těsnosti se jímky často obsypávají nebo se navrhují dvojité.

Jímek existuje mnoho typů rozdělených podle materiálu a způsobu konstrukce. Rozhodující pro výběr typu jímky jsou rozměry stavební jámy, výška vzdutí hladiny a vlastnosti zeminy dna. Podle materiálu se jímky dělí na: hrázkové, dřevěné, betonové a ocelové. Hrázkové jímky jsou takové, které se budují sypáním hrází z nepropustné zeminy. Zde se budeme věnovat jímkám ocelovým, protože jsou v dnešní době nejběžnější a z hlediska zakládání Starého mostu jsou pro dané vzdutí hladiny a podloží nejvhodnější.

Ocelové jímky se zhotovují ze štětovnic typu Larssen, které mají tvar U a na koncích jsou opatřeny zavínutými zámkami, kterými se do sebe zasouvají. Štětovnice jsou zabírány



Obrázek 3-4 - Štětovnice typu Larssen

Zdroj: Produktový katalog EVRAZ a.s.

do podloží na dostatečnou hloubku, aby byla zajištěna jejich stabilita a zamezeno hydraulickému prolomení dna. Zpočátku mohou štětovnice propouštět vodu skrz zámkové spoje, které se však velmi rychle ucpou a štětovnice tak jsou dostatečně těsné. Po dokončení prací

se štětovnice vytahují a mohou být opakovaně použity. Při zakládání v řece je často odříznuta nadzemní část štětovnice a zbytek je ponechán jako ochrana základu proti výmolům. Z typů ocelových jímek rozeznáváme:

Ocelové jímky jednoduché jsou tvořeny pouze stěnou ze štětovnic. U menších vzdutí jsou štětovnice pouze vetknuty do podloží, u větších vzdutí je třeba stěny rozpírat.

Obsypané jímky se skládají z těsnící štětovnicové stěny a nasypané hrázky, která zajišťuje stabilitu stěny. Používá se jich tam, kde nelze stěny rozpírat.

Dvojité ocelové jímky tvoří dvě štětovnicové stěny vyplněné zeminou. Stěny jsou proti působícímu zemnímu tlaku spojeny táhly. Používají se na velká vzdutí hladiny.

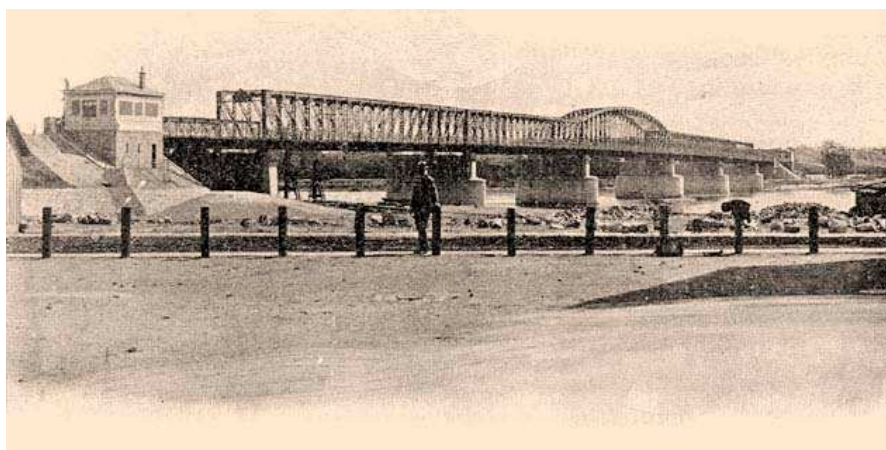
Jímka z ocelových štětovnic je dnes suverénně nejpoužívanější metodou pro zakládání v řece. Díky své ekonomičnosti a dobré proveditelnosti vytlačila spolu s dalšími moderními postupy dřívější způsoby zakládání. Pro zakládání Starého mostu je tato metoda velmi vhodná. Především díky neogennímu jílovitému podloží mohou být štětovnice vetknuty do podloží a při dostatečné délce vetknutí nehrozí prolomení dna. Výška vzdutí pracovní hla-

diny Dunaje je 5,6m což je ekonomická výška pro návrh jímky z ocelových štětovnic. Zbudování jímkové jámy umožní založení podpěry jak na plošném základu, tak hlubinné založení pomocí pilot. Jímka z ocelových štětovnic bude tedy vybrána jako nejvhodnější metoda pro založení nové podpěry Starého mostu.

4 STARÝ MOST V BRATISLAVĚ

4.1 Historie

Starý most byl dokončen jako první pevný most přes řeku Dunaj v Bratislavě roku 1891. Byl postaven na místě, kde již v minulosti stály dřevěné mosty a od roku 1825 pontonový most [3]. V době svého dokončení nesl název Most Františka Josefa I. Měřil 458,4 m a tvořilo ho sedm polí, největší střední pole délky 92 m vynášel ocelový oblouk. Podepření mostu tvořily dvě břehové opěry, tři pilíře umístěné v inundačním území a tři návodní pilíře v řečišti. Pilíře byly založeny na kesonech do hloubky 14m pod normální hladinu Dunaje [3]. Na zdění pilířů bylo užito lomového kamene s obkladem z žulových kvádrů. Horní stavbu tvořily dvě souběžné ocelové příhradové konstrukce s ocelovým obloukem ve středním poli. Most převáděl železniční, silniční a pěší dopravu. Roku 1914 byla na silniční části mostu zbudována trať lokální elektrické dráhy Bratislava – Vídeň.



Obrázek 4-1 - Most Fr. Josefa I. v době svého dokončení

Zdroj: <http://mek.oszk.hu/09500/09536/html/0017/7.html>

Po vzniku Československé republiky roku 1918 byl most přejmenován na Most generála M. R. Štefánika.

Na konci II. světové války byl most odpálen ustupující německou armádou. Vyhozeny do vzduchu byli všechny tři návodní pilíře a do vody se zhroutila čtyři mostní pole. V letech 1945 – 1946 byl most opraven Rudou armádou.

U pilíře P3 byl výbuchem v dolní třetině odstraněn povrch základu, u pilířů P4 a P5 bylo poškození lehčí. Po zjištění stavu poškozených pilířů, bylo navrženo provést zajištění u všech třech pilířů pomocí zabíraných štetovnic typu Larssen ve vzdálenosti 1 m od

okraje pilířů a prostor mezi štětovnicemi a pilíři měl být vybagrován a následně vybetonován. Kvůli rychlosti stavby a technickým obtížím se tak však nestalo a navržené opatření bylo provedeno pouze u pilíře P3. Pilíř P5 byl dozděn bez realizace štětovnic a pilíř P4 byl v dolní části zesílen ocelovou konstrukcí. Po dostavění horní konstrukce byl most opět uveden do provozu jako Most Červenej armády. Most byl navržen jako dočasný na dobu patnácti let. Tomu odpovídali spoje příhradové rombické soustavy, které byly provedeny jako šroubové a počítalo se s jejich demontáží.



Obrázek 4-2 - Stav mostu po Druhé světové válce r.1945

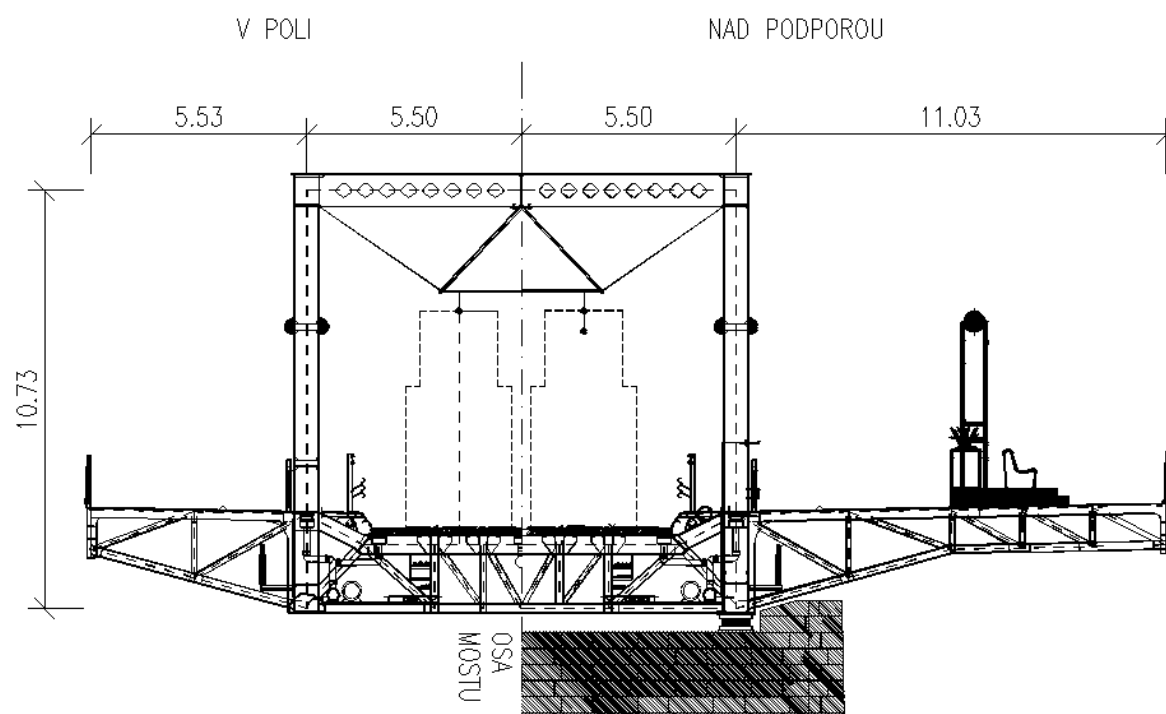
Zdroj: <http://www.veterany.eu/category/nostalgia/technicke-pamiatky/feed/>

Doba, na kterou byla mostní konstrukce navržena, byla výrazně překročena a původně dočasné řešení s úpravami sloužilo až do současnosti. Roku 1961 byla na mostě přerušena tramvajová doprava do Petržalky kvůli překročení návrhové životnosti mostu a s tím souvisejícím omezením dopravy nad 12t [4]. Od roku 1983 pak most sloužil výlučně silniční a pěší dopravě. V letech 1984 – 1985 byla provedena oprava mostu, při níž byla nahrazena zbývající původní pole z roku 1890. Byla nahrazena novými poli, vzhledově odlišnými než zbytek mostu. Též byla vyměněna stávající mostovka za prefabrikované betonové desky.

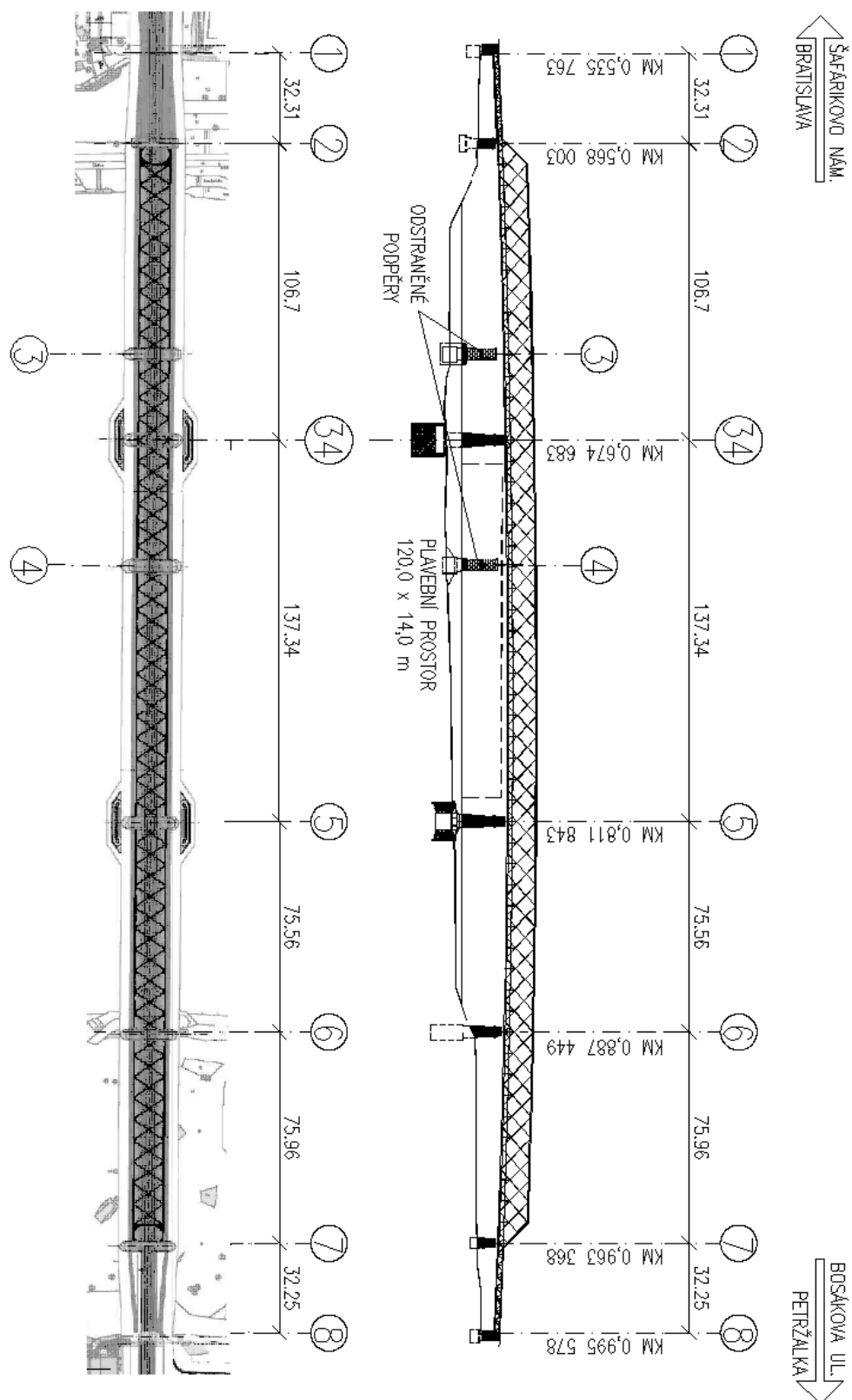
Po sametové revoluci roku 1989 most dostal dnešní název Starý most. V roce 2010 byla na mostě přerušena veškerá doprava kromě pěší, která na mostě pokračovala až do roku 2013, kdy se započalo s demontáží a celkovou rekonstrukcí mostu. V roce 2009 a 2010 byly provedeny průzkumné vrty v tělese mostních podpěr do úrovně až 5,5 m pod základovou spáru s cílem zjistit stav pilířů a navrhnout nutná opatření. Bylo zjištěno rozpraskání vnitřku dřívku pilířů a byly odhaleny duté prostory v kesonech zalité vodou. Pilíře byly následně zainjektovány a dutiny vyplněny.

4.2 Nový stav

Hlavním důvodem rekonstrukce Starého mostu je nevyhovující stav horní ocelové konstrukce. Především kvůli požadavku na zvětšení plavebního prostoru není možné zachovat stávající umístění podpěr a rozpětí hlavního pole. Stávající podpěry č.3 a č.4 nahradí nová podpěra č.34. Nový most bude „sociální replikou“ starého mostu ve smyslu, že bude použit stejný statický systém – ocelová rombická příhradová soustava. Původní Starý most byl tvořen dvěma samostatnými mostními konstrukcemi. Nový most bude tvořit jeden statický celek a převádět tramvajovou (vlakovou) a pěší dopravu a umožňovat přejezd záchranných vozidel.



Obrázek 4-3 Příčný řez mostem

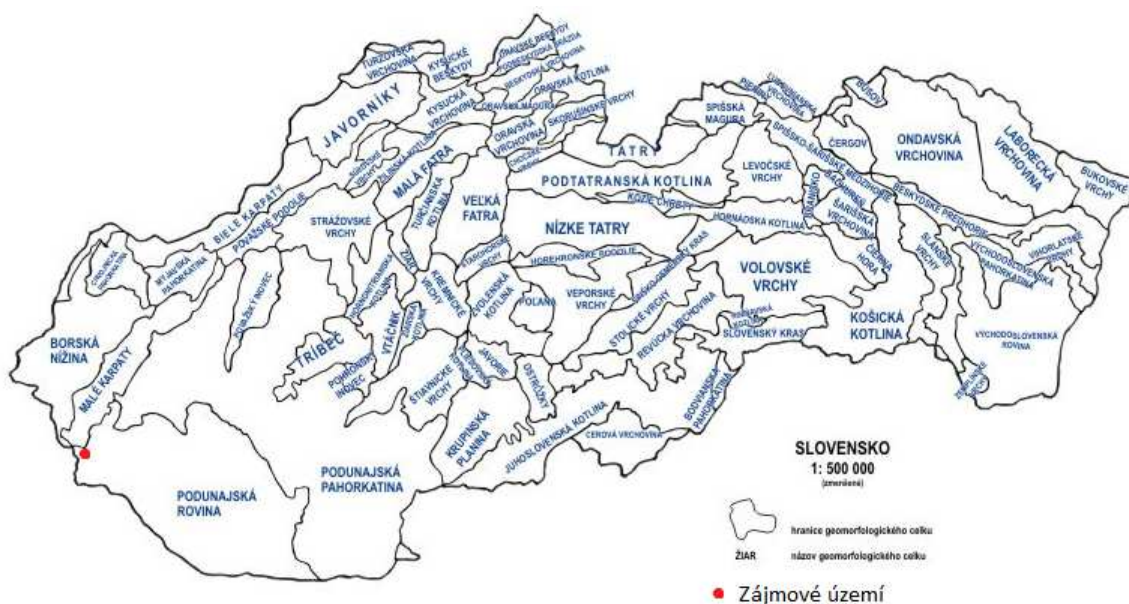


Obrázek 4-4 Podélný řez a půdorys mostu

4.3 Charakteristika území

4.3.1 Geomorfologické poměry

Území, na kterém se nachází Starý most, patří podle geomorfologického členění do soustavy Alpsko–Himalájské, podsoustavy Panonská pánev, provincie Západopanonské pánve, přesněji do její subprovincie Malá dunajská kotlina, oblasti Podunajská nížina a jejího celku Podunajská rovina [5].



Obrázek 4-5 - Geomorfologické členění Slovenska

Zdroj: http://www.herber.webz.cz/www_slovakia/obrazky/relief_sk/geomorf_celky.jpg

Území obou břehů Dunaje má v této části rovinatý reliéf s nadmořskou výškou v rozmezí 137 – 143 m. n. m. Nadmořská výška dna koryta Dunaje v km 1868,12 se pohybuje v rozpětí 126,5 – 129 m. n. m.

4.3.2 Geologické poměry

Vznik geomorfologické provincie Podunajská nížina spadá do období horního báden. Do tohoto období se klade též vznik základních zlomových linií a vyčlenění Malých Karpat. V dalším geologickém období – sarmatu dochází k synsedimentárnímu poklesu území podél bádenských zlomů. Mezi sarmatem a panónem ustoupilo okrajové moře a v období panónu dochází k dalšímu poklesu území a zaplavení panónským jezerem.

Pro území Podunajské nížiny je charakteristická tzv. podélná tektonika. Rozhodující tektonické zlomy mají směr severovýchod–jihozápad až sever–jih, podle kterých je odštěpená soustava ker s klesající tendencí od okraje směrem ke středu pánve. Podunajská nížina poklesávala i v období kvartéru, což umožnilo sedimentaci mohutného souvrství kvartérních hornin, převážně štěrku. V centrální části dosahuje mocnost uloženin až 500 m. Dnešní reliéf je výsledkem mladé tektonické aktivity, erozní a především sedimentační činnosti Dunaje [6].

Popsaný vývoj se odrazil v petrogenezi hornin. Na daném území se nachází dvě stratigraficky a litologicky odlišná souvrství:

- neogén - pliocén – zastoupený panónskými, případně až pontskými sedimenty (jíly, písky, podřadné štěrky)
- kvartér – reprezentovaný fluviálními sedimenty (štěrk, hlína, písek, organické sedimenty) a antropogenními uloženinami (navážky, stavební a průmyslový odpad)

4.3.3 Hydrogeologické a hydrologické poměry

4.3.3.1 Hydrogeologické poměry

Podunajská nížina je na Slovensku nejvýznamnější zásobárnou podzemních vod. Na severozápadě je ohraničena zlomy probíhajícími na okraji Malých Karpat a na jihovýchodě palkovičovským zlomem.

Hydrogeologicky nejvýznamnějším kolektorem podzemních vod v Podunajské nížině jsou kvartérní sedimenty. Jejich význam je umocněn skutečností, že na velké části území přechází kvartérní sedimenty do klasických sedimentů neogénu, kdy celé souvrství tvoří jeden zvodnělý hydrogeologický komplex. Velké mocnosti štěrko-písčitých kvartérních sedimentů a jejich velmi dobrá propustnost vytvářejí vhodné podmínky pro akumulování bohatých zásob spodních vod.

Hlavním faktorem ovlivňujícím tvorbu a kvalitu podzemních vod je Dunaj se soustavou ramen. Po napuštění přehrady Gabčíkovo došlo ke vzduť hladiny podzemní vody a ta se ustálila ve výšce přibližně 131 m. n. m. a je závislá na režimu odtoku povrchové vody Dunaje z vodní nádrže Hrušov.

4.3.3.2 Hydrologické poměry

Území patří do povodí Dunaje. Celková délka Dunaje je 2830 km. Na Slovenském území protéká v úseku 1708,2 – 1880,2 km, tedy v délce 172 km. Starý most se nachází v říčním kilometru 1862,12. Dlouhodobý průtok Dunaje je $1992 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

Měsíc	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.	rok
$Q [\text{m}^3 \text{ s}^{-1}]$	1440	1847	2583	2951	2948	2604	2848	2929	1866	1506	1001	1140	2097
$Q_{\max 1901-2004} [\text{m}^3 \text{ s}^{-1}]$	10400 (15.7.1954)					$Q_{\min 1901-2004} [\text{m}^3 \text{ s}^{-1}]$					580 (06.01.1909)		
$Q_{\max 2005} [\text{m}^3 \text{ s}^{-1}]$	6741 (13.7.2004)					$Q_{\min 2005} [\text{m}^3 \text{ s}^{-1}]$					908 (12.05.2005)		

Tabulka 1- Průměrný měsíční, roční a extrémní průtok Dunaje v říčním kilometru 1868,75 km Zdroj: http://www.ih.savba.sk/index_s.html

4.3.4 Klimatické poměry

Údaje o klimatických poměrech pochází ze stanic Bratislava – Ivánka (133,0 m n. m.) a Bratislava - Trnavská cesta (133,0 m. n. m.).

Měsíc	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.	rok
$T [^{\circ}\text{C}]$	-1,9	0	4,4	10,2	15	18,4	20,4	19,5	15,8	9,9	4,8	0,8	9,8

Tabulka 2 - Teplota vzduchu Zdroj: <http://www.shmu.sk/sk/?page=1783>

Měsíc	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.	rok
Srážky [mm]	42	40	44	50	68	63	74	62	50	58	57	56	664

Tabulka 3 – Srážky Zdroj: <http://www.shmu.sk/sk/?page=1786>

4.3.5 Seismicita území

Dle Slovenské národní přílohy Eurokódu 8 - STN EN 1998-1/NA/ZA:

Základní seismické zrychlení v dané lokalitě: $a_{gr} = 0,3 \text{ ms}^{-2}$.

Součinitel významnosti mostu: $\gamma_f = 1,0$

Návrhové seismické zrychlení na podloží typu A: $a_g = \gamma_f * a_{gr} = 1,0 * 0,3 = 0,3 \text{ ms}^{-2}$

Součinitel podloží pro kategorii zeminy typu B: $S = 1,1$.

Součin: $S * a_g = 1,1 * 0,3 = 0,33 \text{ ms}^{-2} < 0,49 \text{ ms}^{-2}$, jedná se tedy o případ velmi nízké seismicity a není třeba brát do úvahy ustanovení STN EN 1998.

4.3.6 Prozkoumanost území

Z hlediska zakládání mostu patří mezi nejdůležitějším pracím průzkumy provedené v místě a v nejbližším okolí lokality mostu. Jsou to:

- Maťko, J., et al., 1957: Správa o predbežnom inžinierskogeologickom výskume pre vodné dielo Wolfsthal – Bratislava, ÚSG Žilina;
- Janták, 2001: Bratislava – most Košická, doplňující prieskum pre mostné piliere č. 14, 15 a 19, Geohyco Bratislava;
- Panek, 2007: Bratislava Starý most cez Dunaj, orientačný inžinierskogeologický prieskum, Geostatik Žilina;
- Ilkanič, 2009: Starý most Bratislava – NS MHD – železničný most – spodná stavba, Inžinierskogeologický prieskum doplnkový – I. a II. Fáza, Envigeo a.s.

4.4 Geotechnické poměry

Vycházíme především z průzkumů provedených v roce 2007 firmou Geostatik Žilina a v roce 2009 firmou Envigeo a.s. Nutno podotknout, že provedený průzkum nelze považovat za dostatečný, protože byl proveden za jiným účelem. Vrtty byly vedeny skrz těleso podpěr pro zjištění jejich stavu a podloží postihují jen v malé hloubce pod základovou spárou. Dodatečný geotechnický průzkum dle posledních informací kvůli neochotě investora proveden nebyl.

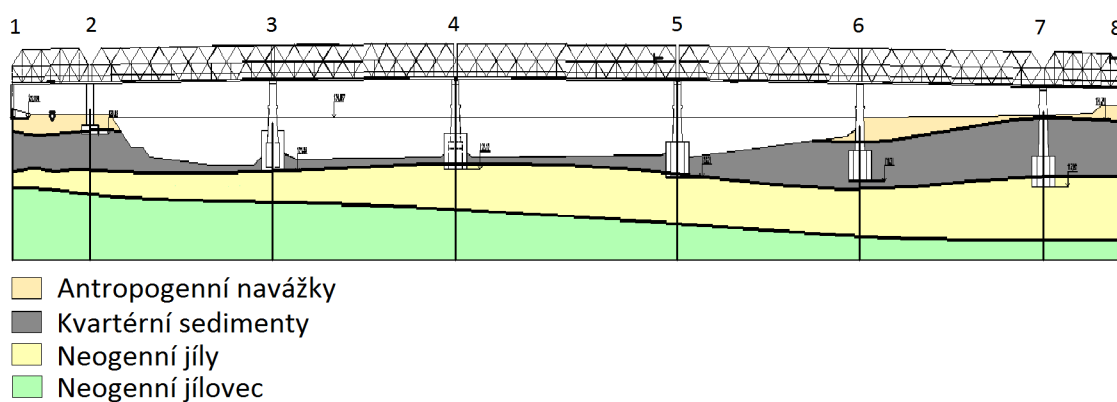
Kvalitnější informace máme z okolí opěr a podpěr nacházejících se mimo řečiště, kde byli vrtty vedeny mimo tělesa podpěr. Na březích a v inundačním území byly zdokumentovány postupně antropogenní navážky, kvartérní sedimenty a neogenní jílové vrstvy, které hlouběji přecházejí v jílovec třídy R5.

- Antropogenní navážky zasahují do hloubky přibližně 5m a jsou tvořeny šterky a písčitými hlínami s balvany a úlomky hornin, betonu a cihel.
- Kvartérní sedimenty se vyskytují v hloubkách od 5 do 15m. Jsou to říční naplaveniny tvořené šterkovými a písčitými zeminami třídy Gr a Sa (saGr, clSa ...).
- Neogenní vrstvy začínají v hloubkách kolem 15m. Jsou reprezentovány plastickými jíly a hlínami spadajícími do tříd Si a Cl.

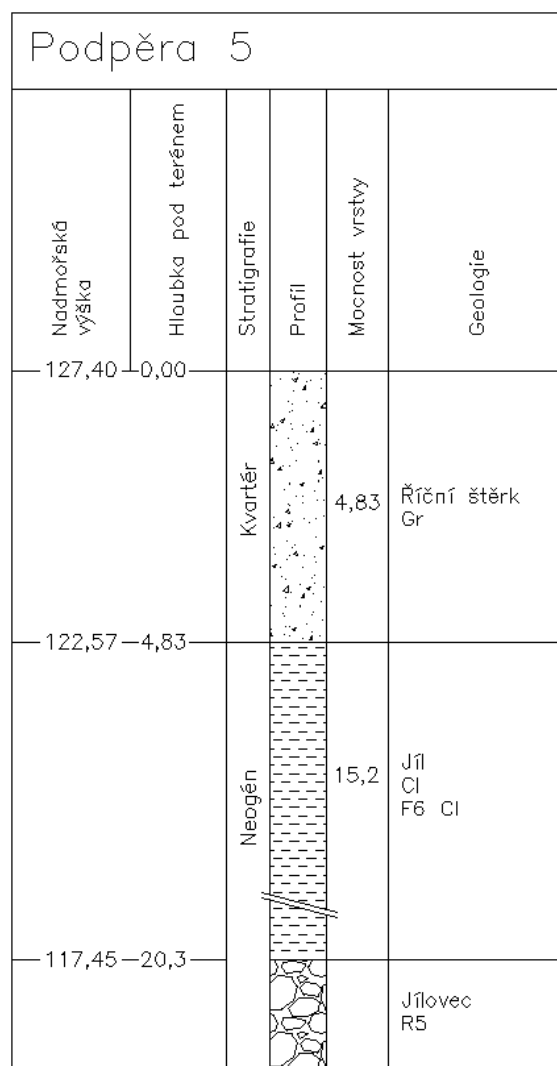
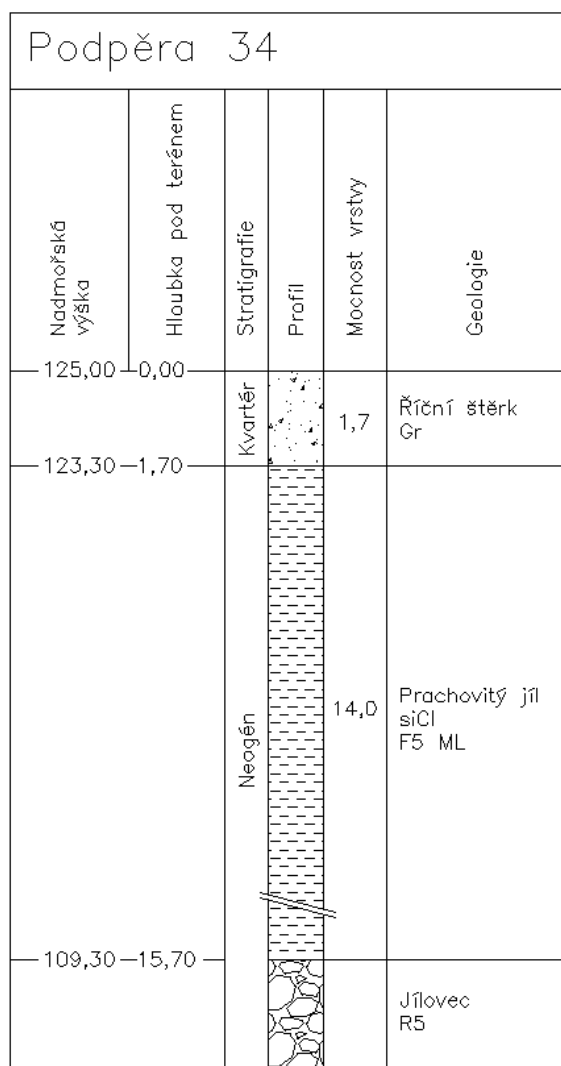
Vrty provedené v řečišti byli vedeny přímo pilíři mostu a zdokumentovány jsou tedy poměry pod základovou spárou pilířů, kde byli zjištěny neogenní vrstvy zemin tříd Si a Cl. Neogenní vrstva začíná v hloubce asi 1 - 2m pod vrstvou tvořenou říčními balvany, kameny a štěrkem, která tvoří dno Dunaje.

Pro založení nové podpěry 34 musíme vycházet pouze z vrtů, které byli vedeny skrz stávající podpěry 3 a 4. V místě nové podpěry 34, které se nachází mezi stávajícími pilíři, vrt proveden nebyl. Pro nově zakládáný pilíř 34 předpokládáme, že pod vrstvou říčního štěrku tloušťky 1,5m se nachází základová půda určená jako hlína s nízkou plasticitou značená F5 ML dle normy ČSN 73 1001, jejíž směrné normové charakteristiky jsou uvedeny v příloze A. Dle normy EN ISO 14688 je zemina zatříděna jako prachový jíl siCl. V hloubce 14m předpokládáme, že se nachází jílovec třídy R5.

Z vrtu vedeného podpěrou 5 bylo zdokumentováno podloží do hloubky 1,55m pod základovou spáru. Pro sanovaný pilíř 5 je základová půda zatříděna jako jíl se střední plasticitou F6 CI ve smyslu normy ČSN 73 1001, jejíž směrné normové charakteristiky jsou uvedeny v příloze A. Dle normy EN ISO 14688 je zemina zatříděna jako jíl Cl.



Obrázek 4-6 - Schéma stávajícího stavu mostu a zjednodušený geologický profil



Obrázek 4-7 Geologický profil

5 ZAKLÁDÁNÍ

5.1 Podpěra 34

Jako vhodná metoda zakládání bylo zvoleno založení v ocelové jímce. Jímka bude navržena jako dvojitá se zásypem uprostřed. Zásyp bude proveden ze zahliněného štěrku pro zvýšení těsnosti jímky. Dvojitá ocelová jímka se jeví z hlediska bezpečnosti zakládání jako lepší než jímka jednoduchá. Zajišťuje větší těsnost a svou šířkou zamezuje hydraulickému prolomení dna. Půdorys jímky bude navržen jako klínový pro snížení odporu proti proudící vodě. Protože podloží tvoří soudržné zeminy, které jsou odolnější proti výmolům, není třeba navrhovat hydraulicky výhodnější oblý tvar. Po dokončení bude vnější stěna jímky odstraněna a vnitřní stěna seříznuta po horní úroveň základu a ponechána jako ochrana proti výmolům.

Pro založení podpěry 34 v zásadě připadají dvě alternativy a to základ plošný a hlubinný. Plošný základ působící jako tuhá betonová deska a hlubinný základ navržený jako skupina pilot.

5.1.1 Plošný základ

U plošného základu hrozí především riziko podemílání při nedostatečné hloubce založení. Taktéž je zde, při daném jílovitém podloží a rozumných rozměrech patky, předpoklad velkého sedání základu. Oba dva problémy lze dnes elegantně řešit díky technologii tryskové injektáže. Pomocí sloupů z tryskové injektáže bude posunuta základová spára hlouběji do podloží, čímž bude odstraněno nebezpečí podemletí základu a zároveň dosaženo větší únosnosti základu a menšího sedání. Samotná železobetonová patka bude vybetonována na úrovni hlav sloupů tryskové injektáže. Patka pak spolu se zeminou zpevněnou tryskovou injektáží bude působit jako jeden celek.

Nejprve bude zbudována jímka. Štětovnice budou zabírány do požadované hloubky a spojeny táhly. Poté bude zasypán prostor mezi štětovnicemi po horní okraj štětovnic. Dále bude zasypán prostor jímkové jámy do výšky 2,5m pod horní okraj štětovnice. Zásyp bude proveden z důvodu pojezdu vrtné soupravy tryskové injektáže. Povrch zásypu bude zaválčován za účelem vytvoření zpevněné plošiny pro vrtnou soustavu. Manipulace se soupravou ve vyčerpané jámě by byla kvůli nutnému rozeprání jímky velmi obtížná a v konečném dů-

sledku nákladnější. Trysková injektáž bude prováděna dvoufázovou vodní technologií. Napřed budou provedeny těsnící vrtvy po vnějším obvodu vnitřní štětové stěny. Vrtat se bude z vnější strany po spodní projektovanou úroveň tryskové injektáže. Až po začátek štětové stěny budou vytvořeny sloupy průměry 1000mm, dále pak sloupy z jedné strany omezené štětovnicovou stěnou do horní úrovně budoucího základu. Následovat budou sloupy injektáže uvnitř jímkové jámy v pořadí podle navrženého schématu. Po dokončení injektážních prací bude odtěžena zemina a odčerpána voda z vnitřku jímkové jámy po horní úroveň tryskové injektáže za současného rozpírání v projektovaných úrovních. Hlavy sloupů TI budou očištěny a zality podkladním betonem tloušťky 100mm. Bude uložena výztuž a patka vybetonována dle návrhu. Jako ztracené bednění bude využita štětová stěna, která po dokončení bude seříznuta v úrovni povrchu patky. Jímka bude odstraněna až po celkovém dokončení podpěry.

5.1.2 Pilotový základ

Piloty umožňují přenést zatížení hlouběji do podloží a výrazně omezit sedání základu. Vzhledem k rozměrům podpěry je zřejmé, že základ musí být navržen jako skupina pilot spojená tuhou deskou. V podloží se nenachází nestlačitelné podloží, do kterého by bylo možné piloty vetknout, většina zatížení tedy bude přenášena plášťovým třením pilot. Piloty budou navrženy jako vetknuté do tuhé desky, což pozitivně ovlivní únosnost základu na mimostředné zatížení (ohybové namáhání).

Při provádění bude nutné nejprve zbudovat jímku. Štětovnice budou zabírány do projektované hloubky a štětovnicové stěny následně spojeny táhly. Prostor mezi stěnami bude zasypán až po horní okraj štětovnic. Následně bude jímka za postupného odčerpávání vody rozpírána v projektovaných úrovních. Po odčerpání vody veškeré budou odstraněny balvany a odtěžena vrstva zeminy 0,2m pod projektovanou úroveň hlav pilot. Zpětně bude nasypána vrstva výšky 0,2m kamenné drti či říčního štěrku, bude-li vhodný, a vrstva urovnána tak, aby byl umožněn pojezd vrtné soupravy. Rozepření jímky bude nutno v průběhu vrtání představovat, podle potřeb vrtné soupravy. První tři metry vrtu budou vrtány pod ochranou ocelové varné pažnice, dále pak bude vrtáno bez pažení. Po dovržení budou osazeny armokoše a piloty vybetonovány do projektované úrovně. Po kontrole a očištění hlav pilot bude položen podkladní beton tl. 100mm. Následně bude uložena výztuž a jako ztracené bednění bude využita štětovnicová stěna, která po dokončení bude seříznuta v úrovni povrchu desky, a

deska bude vybetonována dle návrhu. Jímka bude odstraněna až po celkovém dokončení podpěry.

5.2 Podpěra 5

Jedná se o památkově chráněnou podpěru a proto tak k ní musí být přistupováno. Podpěra je historicky založena na kesonu. V roce 2010 proběhly sanační práce, při kterých byli zjištěny duté prostory v dříku podpěry a v kesonu. Ty byli následně vyplněny injektáží. Při rekonstrukci Starého mostu musí být stávající základ podpěry 5 zesílen z důvodu nevyhovujícího napětí v základové spáře. Pro sanaci pilíře je jedinou vhodnou metodou zakládání v jímce. Jiné metody neumožňují obstatně pilíř a zakládat ve vyčerpané jámě.

Konstrukce podpěry je tvořena kesonem s nadbetonováním výšky přibližně 5,5m stejného půdorysného tvaru jako dřík podpěry, ovšem větších rozměrů. Na něm začíná betonová část dříku podpěry výšky cca 2m, na kterou navazuje pohledová část dříku, která je zevnitř tvořena betonem a zvenku obezděna žulovými kvádry.

Pro zmenšení napětí v základové spáře je nutno stávající základ rozšířit. Jako vhodné se jeví rozšířit betonovou část dříku v základovou patku a tu pak podepřít minimálně do úrovně stávající základové spáry. Jinými postupy by těžko mohla být podpěra zachována ve stávající podobě. Nejlépe proveditelné a nejekonomičtější řešení je rozšířený základ podepřít do úrovně základové spáry pomocí sloupů tryskové injektáže. Při absenci technologie tryskové injektáže by bylo možné základ odkopat do úrovně základové spáry a celé rozšíření základu dobetonovat. Tato možnost je však zjevně méně ekonomická než použití TI. Další alternativou by mohlo být podepření rozšířeného základu pomocí pilot. Zde by mohla být problémem různá úroveň založení. Z těchto důvodů bude vybrána jako jediná varianta rozšíření základu za použití tryskové injektáže.

Před vybudováním jímky bude kolem podpěry odstraněn zához a odtěžena část naplavené zeminy. Jímka bude zhotovena jako dvojité ocelové. Štětovnice budou zabírány na požadovanou hloubku a stěny budou spojeny táhly. Vnitřní štětovnicová stěna bude kopírovat tvar rozšíření základu, které bude navrženo v hydrodynamicky výhodném tvaru, viz. výkres. Vnější stěna bude tvaru klínového. Prostor mezi stěnami bude zasypán až po horní úroveň štětovnic. Vrchní vrstva bude zaválcována a vytvořen vhodný povrch pro pojezd

vrtné soupravy. Jímková jáma bude za současného čerpání vody rozepřena v projektovaných úrovních. Po vyčerpání jámy budou odstraněny balvany a ponechána okolní zemina v takové vrstvě, aby bylo možné realizovat tryskovou injektáž do horní úrovně kesonového základu. Vrtý tryskové injektáže budou provedeny z plošiny vytvořené na povrchu zásypu dvojité ocelové stěny. Po dokončení vrtů TI bude odtěžena zemina pod úroveň horní hrany kesonového základu. Hlavy sloupů TI budou očištěny a bude položen podkladní beton tl. 100mm. Do betonové části dířku bude dodatečně vlepena podélná výztuž a uložena všechna ostatní navržená výztuž. Poté bude základ vybetonován dle návrhu. Jako ztracené bednění poslouží vnitřní štětovnicová stěna, která bude později v úrovni horního povrchu základu seříznuta. Po dokončení prací bude jámka zrušena a základ opatřen záhozem pro ochranu proti výmólům.

6 SROVNÁNÍ

V této kapitole budou porovnány navržené varianty založení nové podpěry 34. Protože z hlediska únosnosti a bezpečnosti jsou obě dvě varianty navrženy tak, aby vyhověly požadavkům a doporučením normy ČSN EC 1997-1 a jsou tudíž rovnocenné, budou varianty porovnány z hlediska spotřeby materiálu a ceny. Ceny stavebních prací a materiálu se odvíjejí od tržní nabídky a často se velmi liší dle požadovaného množství a náročnosti stavby. Pro účely této práce byl sestaven ceník materiálu a prací, který udává spíše orientační ceny než skutečné náklady na výstavbu. Pro zjednodušené ekonomické srovnání obou variant je však dostatečný.

6.1 Plošný základ

Jímka							
Štětovnice			Rozměry				
	typ	hmota [kg/m ²]	výška [m]	délka [m]	délka zabíraní [m]	celková plocha S [m ²]	plocha zabíraní [m ²]
Vnitřní	VL 503K	122,8	16	72	7,3	1152	116,8
Vnější	VL 503K	122,8	15	116	6,3	1740	94,5

Zásyp	materiál	výška [m]	objem [m ³]
mezi stěnami	hlinitý štěrk	8,7	4906,8
v jímkové jámě	hlinitý štěrk	6,2	1612
Položka	Cena za jednotku	Množství	Cena
štětovnice	19 500Kč/t	355,1	6 925 183
beranění štětovic	1 900Kč/m/bm	1256,4	2 387 160
zásyp	300Kč/m ³	6518,8	1 955 640
odtěžení + odvoz	500Kč/m ³	6518,8	3 259 400
		Celkem	14 527 383 Kč

Patka				
Rozměry [m]				
výška t [m]	šířka b [m]	délka l [m]	V [m3]	hloubka založení d
3,0	10,0	26,0	780	4,0
Položka	Cena za jednotku	Množství	Cena	
Těžba zeminy	500Kč/m3	1066,0	533 000	
Podkladní beton	1 400Kč/m3	26,0	36 400	
Beton C16/20	2 050Kč/m3	780,0	1 599 000	
Betonování	600Kč/m3	806,0	483 600	
Výztuž B500	25 000Kč/t	17,3	432 836	
		Celkem	3 084 836 Kč	

Trysková injektáž							
		Rozměry			Materiál	Vrtání	
		průměr d [m]	délka [m]	V [m3]	c:v	Zemina	Beton
	Počet						
Vnitřní sloup	379	0,9	3,9	2,48	0,8:1	14,2	0,00
Obvodový sloup	96	1,0	7,0	5,50	0,8:1	16,6	0,00

Položka	Cena za jednotku	Množství	Cena
Hluché vrtání v zemině pr.1000	900Kč/m	6975,4	6 277 860
Zřízení sloupu tryskové injektáže vč. Inj. směsi	3 300Kč/m	2150,1	7 095 330
Zhotovení vrtné plošiny	550Kč/m2	260,0	143 000
		Celkem	13 516 190 Kč

6.2 Pilotový základ

Jímka							
Štětovnice			Rozměry				
	typ	hmota [kg/m ²]	výška [m]	délka [m]	délka zabíraně ní [m]	celková plocha S [m ²]	plocha zabíranění [m ²]
Vnitřní	VL 503K	122,8	16	67	7,3	1072	116,8
Vnější	VL 503K	122,8	15	111,4	6,3	1671	94,5
Zásyp	materiál	výška [m]	objem [m ³]				
mezi stěnami	hlinitý štěrk	8,7	4528,35				
v jímkové jámě	kamená drť	0,2	44,1				

Položka	Cena za jednotku	Množství	Cena
štětovnice	19 500Kč/t	336,8	6 568 388
beranění štětovni	1 900Kč/m/bm	1190,9	2 262 748
zásyp	300Kč/m ³	4572,5	1 371 735
odtěžení + odvoz	500Kč/m ³	4572,5	2 286 225
		Celkem	12 489 096 Kč

Deska		Rozměry [m]			
	d	t	b	l	V [m ³]
	2,5	2,0	9,0	24,5	441
Položka	Cena za jednotku	Množství	Cena		
Těžba zeminy+odvoz	500Kč/m ³	573,3	286 650		
Podkladní beton	1 400Kč/m ³	22,1	30 870		
Beton C16/20	2 050Kč/m ³	441,0	904 050		
Betonování	600Kč/m ³	463,1	277 830		
Výztuž B500	25 000Kč/t	37,8	945 288		
		Celkem	2 444 688 Kč		

Piloty				
	Rozměry			Materiál
Počet	průměr d [m]	délka [m]	V [m3]	Beton
40	1,08	3,0	2,75	C16/20
	1,02	12,0	9,81	C16/20
Položka	Cena za jednotku	Množství	Cena	
Vrtání v zemině pr.1000	1 700Kč/m	600,0	1 020 000	
Zřízení piloty	350Kč/m	600,0	210 000	
Zhotovení vrtné plošiny	550Kč/m2	220,5	121 275	
Výztuž B500	25 000Kč/t	27,9	697 092	
Beton C16/20	2 050Kč/m3	980,6	2 010 135	
Odvoz vývrtku	300Kč/m3	980,6	294 166	
		Celkem	4 352 669 Kč	

6.3 Zhodnocení

Pilotový základ:		x	Plošný základ:	
JÍMKA	12 489 096 Kč		JÍMKA	14 527 383 Kč
DESKA	2 444 688 Kč		PATKA	3 084 836 Kč
PILOTY	4 352 669 Kč		TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ	13 516 190 Kč
PILOTY + DESKA	6 797 358 Kč		PATKA + TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ	16 601 026 Kč
CELKOVÁ CENA	19 286 453 Kč		CELKOVÁ CENA	31 128 409 Kč

Pilotový základ:		x	Plošný základ:	
Objem betonu	1 422 m3		Objem betonu	780 m3
Hmotnost výtuže	65,7 t		Hmotnost výtuže	17,3 t
Spotřeba cementu	426,5 t		Spotřeba cementu	520,0 t

Z uvedeného přehledu jednoznačně ekonomicky výhodněji vychází pilotový základ. Rozdíl je tvořen především vysokou cenou tryskové injektáže. Zčásti je velký rozdíl v ceně způsoben rozdílně navrženým způsobem zakládání přesněji vrtáním. V případě plošného základu je navrženo vrtání tryskové injektáže z plošiny vytvořené nasypáním zeminy do jímkové jámy nad hladinu pracovní vody. U pilotového základu jsou piloty vrtány z vyčerpané rozepřené jámy. Rozdílný návrh vychází z většího počtu vrtů tryskové injektáže oproti vrtům pilot (475:40), kdy je potřebná větší možnost manipulace s vrtnou soupravou. Bez přímých zkušeností je velmi nesnadné vystihnout zvýšení ceny stavby vinou ztížené manipulace, přestavováním rozepření a následným prodloužením prací. Z hlediska spotřeby materiálu vychází lépe varianta plošného založení, především spotřeba výtuže je asi čtvrtinová. Spotřeba

betonu je také nižší pro plošný základ, nikoli ovšem spotřeba cementu. Nutno podotknout, že výpočet spotřeby cementu pro tryskovou injektáž je velmi přibližný a bude záležet na výsledcích zkušebních polí TI a přesném stanovení poměru injektážní směsi. V dalším přehledu budou porovnány obě varianty při vrtání z rozepřené vyčerpané jámy, ovšem bez vlivu ztížení a prodloužení vrtných prací.

Pilotový základ:			x	Plošný základ:		
JÍMKA		12 489 096 Kč		JÍMKA		13 237 783 Kč
DESKA		2 444 688 Kč		PATKA		2 866 460 Kč
PILOTY		4 352 669 Kč		TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ		6 623 900 Kč
PILOTY + DESKA		6 797 358 Kč		PATKA + TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ		9 490 360 Kč
CELKOVÁ CENA		19 286 453 Kč		CELKOVÁ CENA		22 728 143 Kč

Zde již jsou oba dva způsoby zakládání na srovnatelné cenové úrovni, přestože pilotový základ vychází stále asi o 18% levněji. Trysková injektáž je u plošného základu navržena kvůli posunutí základové spáry hlouběji do podloží především kvůli riziku tvorby výmolů. Pilotový základ, jako způsob hlubinného zakládání, tento problém řeší bez dalších opatření. Pokud by případný dodatečný geotechnický průzkum neobjevil žádná další rizika pro pilotové zakládání, jeví se tento způsob jako výhodnější.

7 ZÁVĚR

Byly zhodnoceny metody zakládání použitelné při zakládání v řece a pro dané geotechnické a hydrologické podmínky byla vybrána nejvhodnější metoda založení v jímce. Dále byli pro nově budovanou podpěru 34 navrženy dvě varianty zakládání – plošné založení a pilotový základ. Obě varianty byly podrobně zpracovány – byl popsán způsob založení a bylo provedeno statické posouzení základů jako celku a následně proveden návrh dimenzí jednotlivých prvků a jejich statické posouzení. Též byla zpracována výkresová dokumentace pro obě varianty. Proběhlo srovnání jednotlivých variant z hlediska nákladů a spotřeby materiálu. Jako nejvýhodnější byla vybrána varianta založení na pilotovém základu.

Pro sanovanou podpěru 5 byla vypracována pouze jedna varianta podchycení, protože se již od začátku jevila jako jasně nejvhodnější. Bylo navrženo rozšíření stávajícího základu a jeho podepření pomocí sloupů tryskové injektáže sahajících do úrovně stávající základové spáry. Navržené opatření bylo staticky posouzeno a byla k němu vyhotovena výkresová dokumentace.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] BAŽANT, Zdeněk. *Methody zakládání staveb*. Praha: Nakladatelství České Akademie Věd, 1956.
- [2] Juditin most. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001- [cit. 2014-08-17]. Dostupné z: http://cs.wikipedia.org/wiki/Juditin_most
- [3] História Starého mosta, mosta Františka Jozefa I. In: *Petržalčan* [online]. 2013 [cit. 2014-08-19]. Dostupné z: <http://www.petrzalcan.sk/historia-stareho-mosta-mosta-frantiska-jozefa-i>
- [4] História Starého mosta a električky v Petržalke. *Imhd.sk* [online]. 2013 [cit. 2014-08-19]. Dostupné z: <http://imhd.zoznam.sk/ba/doc/sk/12873/Historia-Stareho-mosta-a-elektricky-v-Petrzalke.html>
- [5] Geomorfologické členenie Slovenska. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001- [cit. 2014-08-26]. Dostupné z: http://sk.wikipedia.org/wiki/Geomorfologick%C3%A9_%C4%8Dlenenie_Slovenska
- [6] HÓK, J., Š. KAHAN a R. AUBRECHT. *Geológia Slovenska*. Bratislava: Univerzita Komenského, 2001.
- [7] MASOPUST, Jan. *Vrtané piloty*. Praha: Čeněk a Ježek, 1994. ISBN 80-238-2755-3.
- [8] ČSN EN 1997-1. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [9] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových konstrukcí: Příručka k ČSN EN 1997*. Praha: ČKAIT, 2012. ISBN 978-80-87438-31-2.

SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ A ZKRATEK

m	metr
N	Newton
Pa	Pascal
m n.m.	metrů nad mořem
TI	trysková injektáž
γ	objemová tíha
φ	úhel vnitřního tření
c	soudržnost
t	tloušťka
b	šířka
l	délka
A	plocha
d	hloubka založení
Q	vnější zatížení
G	vlastní tíha
E_{def}	deformační modul pružnosti
E_{oed}	edometrický modul pružnosti
σ	napětí
ν	Poissonovo číslo

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 3-1 – Zakládání pomocí studně Zdroj: [1]	9
Obrázek 3-2 - Kesonový základ Zdroj: [1]	10
Obrázek 3-3 - Postup stavby skříňového vlnolamu Zdroj: [1]	11
Obrázek 3-4 - Štětovnice typu Larssen.....	12
Obrázek 4-1 - Most Fr. Josefa I. v době svého dokončení	14
Obrázek 4-2 - Stav mostu po Druhé světové válce r.1945	15
Obrázek 4-3 Příčný řez mostem.....	16
Obrázek 4-4 Podélný řez a půdorys mostu	17
Obrázek 4-5 - Geomorfologické členění Slovenska	18
Obrázek 4-6 - Schéma stávajícího stavu mostu a zjednodušený geologický profil.....	22
Obrázek 4-7 Geologický profil	23

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1- Průměrný měsíční, roční a extrémní průtok Dunaje.....	20
Tabulka 2 - Teplota vzduchu	20
Tabulka 3 – Srážky	20

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha A: Charakteristika zemin

Příloha B: Statický výpočet

Příloha C: Technická zpráva

Příloha D: Výkresová dokumentace

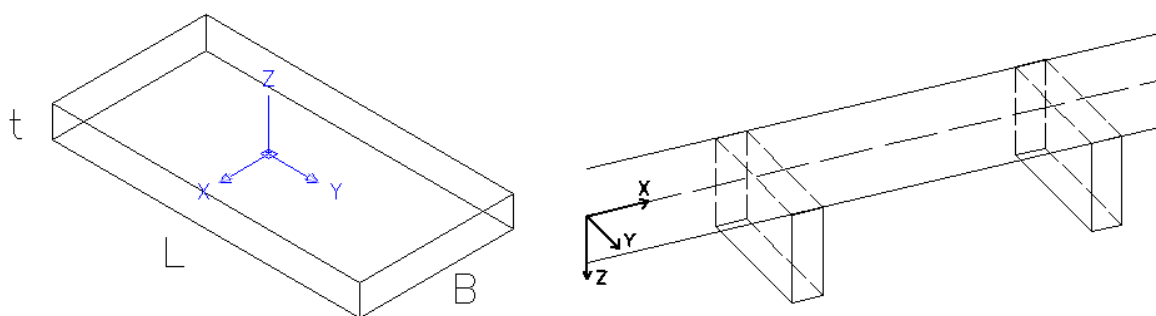
PŘÍLOHA A: CHARAKTERISKY ZEMIN

EN ISO 14688			EN ISO 14688		
Název	Prachovitý jíl		Název	Jíl	
Označení	siCl		Označení	Cl	
ČSN 73 1001			ČSN 73 1001		
Název	Hlína s nízkou plasticitou		Název	Jíl se střední plasticitou	
Označení	F5 ML		Označení	F6 Cl	
Parametr	Symbol [rozměr]	Hodnota	Parametr	Symbol [rozměr]	Hodnota
Konzistence	-	pevná	Konzistence	-	pevná
Koeficient filtrace	$k_f [m \cdot s^{-1}]$	-	Koeficient filtrace	$k_f [m \cdot s^{-1}]$	-
Vlhkost	$w [\%]$	19,5	Vlhkost	$w [\%]$	-
Mez tekutosti	$w_L [\%]$	34	Mez tekutosti	$w_L [\%]$	-
Mez plasticity	$w_p [\%]$	24	Mez plasticity	$w_p [\%]$	-
Index plasticity	$I_p [\%]$	10	Index plasticity	$I_p [\%]$	-
Index konzistence	I_c	1,45	Index konzistence	I_c	-
Obsah uhličitánů	$[\%]$	28,2	Obsah uhličitánů	$[\%]$	-
Modul deformace	$E_{def} [MPa]$	8,00	Modul deformace	$E_{def} [MPa]$	8,00
Efektivní soudržnost	$c_{ef} [kPa]$	15	Efektivní soudržnost	$c_{ef} [kPa]$	15
Efektivní úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef} [^\circ]$	20	Efektivní úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef} [^\circ]$	19
Totální soudržnost	$c_u [kPa]$	80	Totální soudržnost	$c_u [kPa]$	80
Totální úhel vnitřního tření	$\varphi_u [^\circ]$	5	Totální úhel vnitřního tření	$\varphi_u [^\circ]$	5
Poissonovo číslo	ν	0,4	Poissonovo číslo	ν	0,4
Součinitel	β	0,47	Součinitel	β	0,47
Objemová hmotnost	$\gamma [kN/m^3]$	20	Objemová hmotnost	$\gamma [kN/m^3]$	20

PŘÍLOHA B: STATICKÝ VÝPOČET

1 PODPĚRA 34

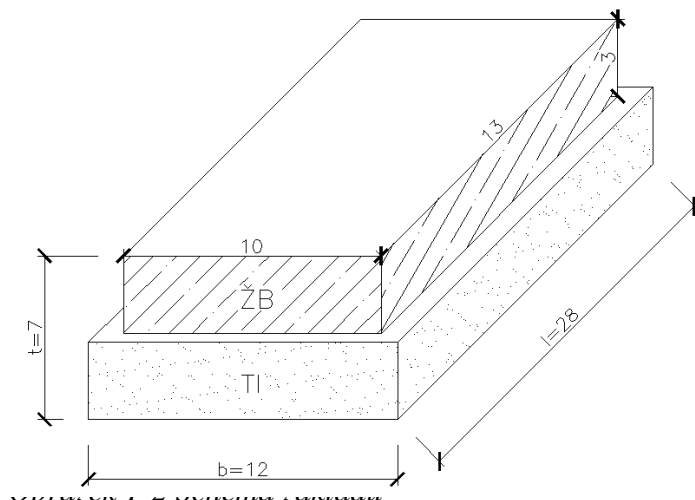
Ze statického výpočtu horní konstrukce máme k dispozici zatížení základu. Zatížení je v již v návrhových hodnotách pro výpočet mezního stavu únosnosti a v charakteristických hodnotách pro výpočet mezního stavu použitelnosti – sedání. Posouzeny budou čtyři kombinace: jedna dočasná, která nastane při výstavbě mostní konstrukce, a tři trvalé: kombinace pro maximální svislou sílu Z ; kombinace pro maximální moment M_y a kombinace pro maximální moment M_x .



Obrázek 1-1- Konvence os; osa x je totožná s osou mostu ve směru staničení

1.1 Plošný základ

Plošný základ je navržen jako železobetonová patka o rozměrech $b \cdot l \cdot t$ 10,0*26,0*3,0m, která leží na sloupech tryskové injektáže výšky 4m a celkových půdorysných rozměrů $b \cdot l$ 12,0*28,0m.



Patka spolu s injektáží působí jako jeden statický celek, celkové rozměry základu pro posouzení mezního stavu únosnosti GEO a pro mezního stavu použitelnosti jsou tedy $b \cdot l \cdot t$ 12,0*28,0*7,0m.

1.1.1 Mezní stav únosnosti GEO - neodvodněné podmínky

Posouzení na dočasnou návrhovou situaci bude provedeno za neodvodněných podmínek dle smyslu normy ČSN EN 1997-1. Předpoklad je, že během výstavby základů a dřívku podpěry ještě nestihla plně proběhnout konsolidace a disipace pórových tlaků a tudíž extrémní zatížení, které nastává při výstavbě horní konstrukce mostu, musí být porovnáno s únosností za neodvodněných podmínek.

Únosnost plošného základu pro neodvodněné podmínky dle ČSN EN 1997-1 (Eurokód 7) je:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q$$

K posouzení bude využito návrhového přístupu 1A, kombinace souborů „A1“+, „M1“+, „R1“. Protože se jedná o dočasnou návrhovou situaci, není počítáno s hloubkou výmolů, kterým je zamezeno konstrukčními úpravami. Hloubka založení d je brána jako totožná s výškou základu.

Posouzení:

Vlastnosti základové půdy:			Návrhový přístup	1A	Návrhové hodnoty
Název:	Prachovitý jíl	$E_{def} = 8,00 \text{ MPa}$		γ_m	X/γ_m
Symbol:	siCl (F5)	$v = 0,4$	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$	1,00	20,00
		$\beta = 0,47$	$c_u = 80,00 \text{ kPa}$	1,00	80,00
		$\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$	$\varphi_u = 0,00^\circ$	1,00	0,00
		$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$	$c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$	1,00	15,00
		$\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$	$\varphi_{ef} = 20,00^\circ$	1,00	0,35rad
		$\gamma_{bet} = 25,00 \text{ kN/m}^3$	$\text{tg}\varphi_{ef} = 0,36$	1,00	0,36

<u>Rozměry základu:</u>	<u>Zatížení:</u>		<u>Eff. Rozměry:</u>	
b= 12,00m	$Z_{ed}= 115\,388\text{ kN}$		$e_x=(X_d \cdot h + M_{y_{ed}})/(Z_{ed}+G)=$	0,61m
l= 28,00m	$X_{ed}= 2\,908\text{ kN}$		$e_y=(Y_d \cdot h + M_{x_{ed}})/(Z_{ed}+G)=$	0,55m
t= 7,00m	$M_{y_{ed}}= 71\,738\text{ kN}$		$b_{eff}=b-2e_x=$	10,78m
d= 7,00m	$Y_{ed}= 1\,256\text{ kN}$		$l_{eff}=l-2e_y=$	26,91m
HPV= 0,00m	$M_{x_{ed}}= 73\,384\text{ kN}$		$A_{eff}=b_{eff} \cdot l_{eff}=$	290,01m ²
	$q=\gamma_{sat} \cdot d= 147,00\text{ kPa}$		$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$	
	$G=\gamma_G \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w) \cdot V= 47\,628\text{ kN}$		0,03	≤ 1,00
			VYHOVUJE	

<u>Výpočet:</u>			
Součinitel sklonu základové spáry			
α	0,00°	0,00rad	sklon základové spáry
$b_c=1-2\alpha/(\pi+2)$		1	
Součinitel tvaru základu			
$s_c=1+0,2B'/L'$		1,08	pro obdélník
Součinitel šikmosti zatížení			
$H \leq A' c_u$		3168	
$i_c=0,5[1+v(1-H/A' c_u)]$		0,96	

Únosnost základové spáry			
$R/A' = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q$		$= (2+3,14) \cdot 80 \cdot 1 \cdot 1,08 \cdot 0,96 + 147$	
$R/A' =$		575,56kPa	
$\sigma_{de} = (Z_{de} + G)/A_{ef} =$		562,10kPa	využití
Posouzení:			97,66%
$R/A' = 575,56\text{ kPa}$	≥	$\sigma_{de} = 562,10\text{ kPa}$	VYHOVUJE
Odolnost proti usmyknutí			
$R_{dh} = A_{ef} \cdot c_u$	$= 290,01 \cdot 80 =$	23 201 kN	
$H_d = \sqrt{(X_d^2 + Y_d^2)}$	$= \sqrt{(2908^2 + 1256^2)}$	3 168 kN	využití
Posouzení:			13,65%
$R_{dh} = 23\,201\text{ kN}$	≥	$H_d = 3\,168\text{ kN}$	VYHOVUJE

1.1.2 Mezní stav únosnosti GEO - odvozené podmínky

U trvalé návrhové situace předpokládáme, že extrémní zatížení nastane v době, kdy už je zemina dostatečně zkonsolidovaná a tlak od zatížení přenáší převážně (pouze) zrna zeminy. Vzhledem ke způsobu a době výstavby Starého mostu je tento předpoklad oprávněný. Únosnost plošného základu pro neodvozené podmínky dle ČSN EN 1997-1 (Eurokód 7) je:

$$\frac{R}{A} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot I_\gamma$$

K posouzení bude využito návrhového přístupu 1A, kombinace souborů „A1“+, „M1“+, „R1“. Pro trvalou návrhovou situaci je nutno počítat s hloubkou výmolů, která je u veletoku, jakým je Dunaj, uvažována 3m. Ve výpočtu se to projeví především sníženou hloubkou založení d, která bude snížena o 3m oproti výšce základu.

Vlastnosti základové půdy:			Návrhový přístup	1A	Návrhové hodnoty
Název:	Prachový jíl	$E_{def} = 8,00 \text{ MPa}$		γ_m	X/γ_m
Symbol:	siCl	$\nu = 0,4$	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$	1,00	20,00
		$\beta = 0,47$	$c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$	1,00	15,00
		$\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$	$\varphi_{ef} = 20,00^\circ$	1,00	0,35rad
		$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$	$\text{tg} \varphi_{ef} = 0,36$	1,00	0,36
		$\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$			
		$\gamma_{bet} = 25,00 \text{ kN/m}^3$			

1) Kombinace zatížení pro maximální svislou sílu Z – návrhové hodnoty

Rozměry základu:		Zatížení:	Eff. Rozměry:	
b =	12,00m	$Z_{ed} = 164\,738 \text{ kN}$	$e_x = (X_d \cdot h + M_{y_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	1,17m
l =	28,00m	$X_{ed} = 7\,738 \text{ kN}$	$e_y = (Y_d \cdot h + M_{x_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	0,36m
t =	7,00m	$M_{y_{ed}} = 180\,716 \text{ kN}$	$b_{eff} = b - 2e_x =$	9,65m
d =	4,00m	$Y_{ed} = 41 \text{ kN}$	$l_{eff} = l - 2e_y =$	27,29m
HPV =	0,00m	$M_{x_{ed}} = 71\,018 \text{ kN}$	$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} =$	263,36m ²
		$q = \gamma_{sat} \cdot d = 84,00 \text{ kPa}$	$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$	0,09 ≤ 1,00
		$G = \gamma_G \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w) \cdot V = 47\,628 \text{ kN}$		VYHOVUJE

Výpočet:						
Součinitelé únosnosti				Součinitelé šikmosti zatížení		
$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$	6,40			$m_b = [2 + (b'/l')]/[1 + (b'/l')]$	1,74	
$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$	14,83			$m_l = [2 + (l'/b')]/[1 + (l'/b')]$	1,26	
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$	3,93			$m = m_\theta = m_l \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta$	1,74	
Součinitelé sklonu základové spáry				$H = \sqrt{X^2 + Y^2}$		7 738 kN
α	0,00°	0,00rad		θ		1,57rad
$b_q = b_\gamma (1 - \alpha \tan \varphi')^2$	1,00			$i_q = [1 - H/(Z + A'c' \cot \varphi')]^m$	0,92	
$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \varphi')$	1,00			$i_\gamma = [1 - H/(Z + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$	0,88	
Součinitelé tvaru základu				$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \varphi')$	0,91	
$s_q = 1 + (b'/l') \sin \varphi'$	1,13	pro obdélník				
$s_\gamma = 1 - 0,3b'/l'$	0,89	pro obdélník				
$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$	1,15	pro obdélník				

Únosnost základové spáry						
$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$						
$R/A' =$	1107,20kPa	$= 15 \cdot 14,83 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 0,91 + 84 \cdot 6,4 \cdot 1 \cdot 1,13 \cdot 0,92 + 0,5 \cdot 21 \cdot 9,65 \cdot 3,93 \cdot 1 \cdot 0,89 \cdot 0,88$				
$\sigma_{de} = (Z_{de} + G)/A_{ef} =$	806,38kPa	$= (164738 + 47628) / 263,36$			využití	
					72,83%	
$R/A' = 1107,20kPa$	\geq	$\sigma_{de} = 806,38kPa$			VYHOVUJE	
Odolnost proti usmyknutí						
$R_{dh} = Z_d \cdot \tan \varphi' + A_{ef} \cdot c' =$	212366	$\cdot 0,36 + 263,36 \cdot 15 =$	81 245 kN			
$H_d = \sqrt{X_d^2 + Y_d^2}$		$= \sqrt{7738^2 + 41^2} =$	7 738 kN		využití	
Posouzení:					9,52%	
$R_{dh} = 81 245 kN$	\geq	$H_d = 7 738 kN$			VYHOVUJE	

2) Kombinace zatížení pro maximální moment M_y – návrhové hodnoty

Rozměry základu:		Zatížení:		Eff. Rozměry:	
$b = 12,00m$		$Z_{ed} = 161 154 kN$		$e_x = (X_d \cdot h + M_{y_{ed}})/(Z_{ed} + G) =$	1,20m
$l = 28,00m$		$X_{ed} = 7 739 kN$		$e_y = (Y_d \cdot h + M_{x_{ed}})/(Z_{ed} + G) =$	0,19m
$t = 7,00m$		$M_{y_{ed}} = 180 735 kN$		$b_{eff} = b - 2e_x =$	9,61m
$d = 4,00m$		$Y_{ed} = 93 kN$		$l_{eff} = l - 2e_y =$	27,63m
$HPV = 0,00m$		$M_{x_{ed}} = 35 744 kN$		$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} =$	265,47m ²
		$q = \gamma_{sat} \cdot d = 84,00kPa$		$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$	0,09 ≤ 1,00
		$G = \gamma_G \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w) \cdot V = 47 628 kN$			VYHOVUJE

Výpočet:							
Součinitelé únosnosti				Součinitelé šikmosti zatížení			
$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$	6,40			$m_b = [2 + (b'/l')]/[1 + (b'/l')]$		1,74	
$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$	14,83			$m_l = [2 + (l'/b')]/[1 + (l'/b')]$		1,26	
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$	3,93			$m = m_\theta = m_l \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta$		1,74	
Součinitelé sklonu základové spáry				$H = \sqrt{X^2 + Y^2}$		7 739 kN	
α	0,00°	0,00rad		θ		1,56rad	
$b_q = b_\gamma (1 - \alpha \tan \varphi')^2$	1,00			$i_q = [1 - H/(Z + A'c' \cot \varphi')]^m$		0,92	
$b_c = b_q (1 - b_q)/(N_c \tan \varphi')$	1,00			$i_\gamma = [1 - H/(Z + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$		0,88	
Součinitelé tvaru základu				$i_c = i_q (1 - i_q)/(N_c \tan \varphi')$		0,91	
$s_q = 1 + (b'/l') \sin \varphi'$	1,12	pro obdélník					
$s_\gamma = 1 - 0,3b'/l'$	0,90	pro obdélník					
$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$	1,15	pro obdélník					

Únosnost základové spáry						
$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot I_\gamma$						
$R/A' =$	1102,50kPa	$= 15 \cdot 14,83 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 0,91 + 84 \cdot 6,4 \cdot 1 \cdot 1,12 \cdot 0,92 + 0,5 \cdot 21 \cdot 9,61 \cdot 3,93 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,88$				
$\sigma_{de} = (Z_{de} + G)/A_{ef} =$	786,46kPa	$= (161154 + 47628) / 265,47$				využití
Posouzení:						71,33%
$R/A' =$	1102,50kPa	\geq	$\sigma_{de} =$	786,46kPa	VYHOVUJE	
Odolnost proti usmyknutí						
$R_{dh} = Z_d \cdot \operatorname{tg} \varphi' + A_{ef} \cdot c' =$		$208782 \cdot 0,36 + 265,47 \cdot 15 =$			79 972 kN	
$H_d = \sqrt{X_d^2 + Y_d^2} =$		$\sqrt{(7739^2 + 93^2)} =$			7 739 kN	využití
Posouzení:						9,68%
$R_{dh} =$	79 972 kN	\geq	$H_d =$	7 739 kN	VYHOVUJE	

3) Kombinace zatížení pro maximální moment Mx – návrhové hodnoty

Rozměry základu:		Zatížení:		Eff. Rozměry:		
$b =$	12,00m	$Z_{ed} =$	160 581 kN	$e_x = (X_d \cdot h + M_{y_{ed}})/(Z_{ed} + G) =$	0,00m	
$l =$	28,00m	$X_{ed} =$	0 kN	$e_y = (Y_d \cdot h + M_{x_{ed}})/(Z_{ed} + G) =$	1,12m	
$t =$	7,00m	$M_{y_{ed}} =$	1 kN	$b_{eff} = b - 2e_x =$	12,00m	
$d =$	4,00m	$Y_{ed} =$	3 576 kN	$l_{eff} = l - 2e_y =$	25,77m	
$HPV =$	0,00m	$M_{x_{ed}} =$	193 598 kN	$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} =$	309,21m ²	
		$q = \gamma_{sat} \cdot d =$	84,00kPa	$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$	0,01 ≤ 1,00	
		$G = \gamma_G \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w) \cdot V =$	47 628 kN		VYHOVUJE	

Výpočet:					
Součinitelé únosnosti			Součinitelé šikmosti zatížení		
$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$	6,40		$m_b = [2 + (b'/l')]/[1 + (b'/l')]$	1,68	
$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$	14,83		$m_l = [2 + (l'/b')]/[1 + (l'/b')]$	1,32	
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$	3,93		$m = m_\theta = m_l \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta$	1,32	
Součinitelé sklonu základové spáry			$H = \sqrt{X^2 + Y^2}$		3 576 kN
α	0,00°	0,00rad	θ		0,00rad
$b_q = b_\gamma (1 - \alpha \tan \varphi')^2$	1,00		$i_q = [1 - H/(Z + A'c' \cot \varphi')]^m$	0,97	
$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \varphi')$	1,00		$i_\gamma = [1 - H/(Z + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$	0,95	
Součinitelé tvaru základu			$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \varphi')$	0,97	
$s_q = 1 + (b'/l') \sin \varphi'$	1,17	pro obdélník			
$s_\gamma = 1 - 0,3b'/l'$	0,86	pro obdélník			
$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$	1,20	pro obdélník			

Únosnost základové spáry					
$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$					
$R/A' =$	1273,32kPa	$= 15 \cdot 14,83 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,97 + 84 \cdot 6,4 \cdot 1 \cdot 1,17 \cdot 0,97 + 0,5 \cdot 21 \cdot 12 \cdot 3,93 \cdot 1 \cdot 0,86 \cdot 0,95$			
$\sigma_{de} = (Z_{de} + G)/A_{ef} =$	673,36kPa	$= (160581 + 47628) / 309,21$		využití	
Posouzení:				52,88%	
$R/A' =$	1273,32kPa	\geq	$\sigma_{de} =$	673,36kPa	VYHOVUJE
Odolnost proti usmyknutí					
$R_{dh} = Z_d \cdot \tan \varphi' + A_{ef} \cdot c = 208209 \cdot 0,36 + 309,21 \cdot 15 =$			80 420 kN		
$H_d = \sqrt{X_d^2 + Y_d^2} = \sqrt{0^2 + 3576^2} =$			3 576 kN	využití	
Posouzení:				4,45%	
$R_{dh} =$	80 420 kN	\geq	$H_d =$	3 576 kN	VYHOVUJE

Základ VYHOVUJE na 1.MSÚ. Maximální návrhové napětí v základové spáře je 806,38kPa.

1.1.3 Mezní stav použitelnosti – Sedání

Maximální hodnoty sedání a naklonění základu nebyly investorem ani projektantem mostní konstrukce stanoveny. Přesněji nepodařilo se tyto informace získat. Sedání základu bude posouzeno dle doporučených hodnot ČSN EN 1997-1. Horní konstrukce mostu je tvořena ocelovou rombickou příhradovou soustavou – tedy se jedná o ocelovou konstrukci sta-



ticky neurčitou. Maximální doporučené hodnoty dle ČSN EN 1997-1 pro tento typ konstrukce jsou: 80mm pro rovnoměrné sednutí základu a 0,003 pro úhlové přetvoření (tangens úhlu naklonění základu).

Obrázek 1-3 Schéma základu a geologický profil

1) Kombinace pro maximální svislou sílu Z – charakteristické hodnoty

Vlastnosti zemin:									1,00			1,00
			h [m]	E_{def} [MPa]	ν [-]	β $=1-2\nu^2/(1-\nu)$	m	E_{oed} [MPa] $=E_{def}/\beta$	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ_{ef} [°]
Zemina:	Název:	Symbol:										
	Prachovitý jíl	siCl	0	8,00	0,40	0,47	0,2	17,02	20,00	21,00	21,00	20,00
	Jílovec	R5	14	50,00	0,25	0,83	0,2	60,00	23,00	23,00	23,00	23,00

Materiál základu:	Název:	Symbol:	$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_m$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	ν [-]	G [MPa]	γ [kN/m ³]
	Beton	C16/20	10,67	29000,00	0,2	12083,33	25,00
	Trysková injektáž	TI	3,00	1000,00	0,2	416,67	22,00

Rozměry:	Celého základu:		Bet. Deska:	Trysk. Injektáž:
d= 7,00m	b= 12,00m		b= 10,00m	b= 12,00m
HPV= 0,00m	l= 28,00m		l= 26,00m	l= 28,00m
z _c = 100,00m	t= 7,00m		t= 3,00m	t= 4,00m

Zatížení:		
	Z=	121 291 kN
	X=	5 190 kN
	My=	121 247 kN
	Y=	26 kN
	Mx=	50 664 kN
	$q=\gamma_{sat} \cdot d=$	147,00 kPa
	$G=(\gamma_{bet}-\gamma_w) \cdot V=$	37 568 kN

Posouzení tuhosti základu			
Trysková injektáž x zemina			
$k = (E_{ti} / E_{def}) \cdot (t/B)^3$		15,63 ≥	1
$k = (E_{ti} / E_{def}) \cdot (t/L)^3$		1,23 ≥	1

Napětí v základové spáře od Z	$\sigma_z=(Z+G)/A$	457 kPa
	$=(121291+32125)/(12 \cdot 28)$	
Napětí v základové spáře od My	$\sigma_{My}=(My+X \cdot t) \cdot 6/Ib^2$	227 kPa
	$=(121247+5190 \cdot 6) \cdot 6/(28 \cdot 12^2)$	
Napětí v základové spáře od Mx	$\sigma_{Mx}=(Mx+Y \cdot t) \cdot 6/bl^2$	32 kPa
	$=(50664+26 \cdot 6) \cdot 6/(12 \cdot 28^2)$	
Původní geostatické napětí v z.s.	$\sigma_{or,0}=\gamma \cdot d$	120 kPa
	$=20 \cdot 6$	
Rovnoměrné napětí na hraně B	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{My}-\sigma_{or,0}$	110 kPa
	$=457-227-120$	
Trojúhelníkové napětí na hraně B	$\sigma_{t,B}=2 \cdot \sigma_{My}$	454 kPa
	$=2 \cdot 227$	
Rovnoměrné napětí na hraně L	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{Mx}-\sigma_{or,0}$	304 kPa
	$=457-32-120$	
Trojúhelníkové napětí na hraně L	$\sigma_{t,B}=2 \cdot \sigma_{Mx}$	65 kPa
	$=2 \cdot 32$	

Sedání B	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,013m	≤	0,080m	VYHOVUJE
	0,006m	0,020m	Naklonění základové patky	$\Delta s/b$	0,0011	≤	0,003	VYHOVUJE
Sedání L	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,052m	≤	0,080m	VYHOVUJE
	0,052m	0,052m	Naklonění základové patky	$\Delta s/l$	0,0000	≤	0,003	VYHOVUJE

i	h_i [m]	z_i [m]	d/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	z_{ri}	γ_i [kN/m ³]	$\sigma_{or,i}=\gamma^*(z+d)$	m	$m*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]
1	1	0,5	14,00	1,91	200,00	1,00	0,96	21,00	167,10	0,2	33,42	17,02
2	1	1,5	4,67	1,83	66,67	1,00	2,74	21,00	204,63	0,2	40,93	17,02
3	1	2,5	2,80	1,75	40,00	1,00	4,37	21,00	238,82	0,2	47,76	17,02
4	2	4	1,75	1,64	25,00	1,00	6,57	21,00	284,89	0,2	56,98	17,02
5	2	6	1,17	1,53	16,67	1,00	9,16	23,00	344,45	0,2	68,89	17,02
6	2	8	0,88	1,44	12,50	1,00	11,51	23,00	398,55	0,2	79,71	60,00
7	2	10	0,70	1,37	10,00	1,00	13,73	23,00	449,55	0,2	89,91	60,00
8	2	12	0,58	1,32	8,33	1,00	15,87	23,00	498,77	0,2	99,75	60,00
9	2	14	0,50	1,28	7,14	1,00	17,96	23,00	546,92	0,2	109,38	60,00
10	2	16	0,44	1,25	6,25	1,00	20,02	23,00	594,38	0,2	118,88	60,00

	Sedání pro konstantní napětí				Sedání pro konstantní napětí					
			B				L			
i	z _i /b	l ₂	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]
1	0,08	0,96	94,77	61,35	17,02	0,004	289,57	256,15	17,02MPa	0,015
2	0,23	0,76	74,99	34,07	17,02	0,002	229,14	188,21	17,02MPa	0,011
3	0,36	0,62	61,05	13,28	17,02	0,001	186,53	138,77	17,02MPa	0,008
4	0,55	0,50	48,69	-8,28	17,02	0,000	148,79	91,81	17,02MPa	0,011
5	0,76	0,40	39,10	-29,79	17,02	0,000	119,48	50,59	17,02MPa	0,006
6	0,96	0,33	32,84	-46,87	60,00	0,000	100,35	20,64	60,00MPa	0,001
7	1,14	0,29	28,24	-61,67	60,00	0,000	86,30	-3,62	60,00MPa	0,000
						0,006				0,052

Sedání pro trojúhelníkové napětí						Sedání pro trojúhelníkové napětí					
			B	nezatížená hrana			B	zatížená hrana			
i	z_i/b	l_3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	l_4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]
1	0,08	0,01	5,92	-27,50	17,02	0,000	0,24	111,30	77,88	17,02	0,005
2	0,23	0,03	16,21	-24,71	17,02	0,000	0,21	100,45	59,53	17,02	0,003
3	0,36	0,05	23,97	-23,79	17,02	0,000	0,19	91,12	43,36	17,02	0,003
4	0,55	0,07	31,31	-25,67	17,02	0,000	0,17	79,74	22,76	17,02	0,003
5	0,76	0,08	35,68	-33,21	17,02	0,000	0,15	68,26	-0,63	17,02	0,000
						0,000					0,013

Sedání pro trojúhelníkové napětí						Sedání pro trojúhelníkové napětí					
			L	nezatížená hrana			L	zatížená hrana			
i	z_i/l	l_3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	l_4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]
1	0,03	0,01	0,35	-33,07	17,02	0,000	0,24	15,86	-17,56	17,02	0,000

2) Kombinace zatížení pro maximální moment M_y – charakteristické hodnoty

<u>Zatížení:</u>	
Z=	118 638 kN
X=	5 190 kN
M_y =	121 260 kN
Y=	60 kN
M_x =	26 993 kN
$q=\gamma_{sat} \cdot d$ =	147,00 kPa
$G=(\gamma_{bet}-\gamma_w) \cdot V$ =	37 568 kN

Napětí v základové spáře od Z	$\sigma_z=(Z+G)/A$	449 kPa
	$=(118638+32125)/(12 \cdot 28)$	
Napětí v základové spáře od M_y	$\sigma_{My}=(M_y+X \cdot t) \cdot 6/I_b^2$	227 kPa
	$=(121260+5190 \cdot 6) \cdot 6/(28 \cdot 12^2)$	
Napětí v základové spáře od M_x	$\sigma_{Mx}=(M_x+Y \cdot t) \cdot 6/I_l^2$	17 kPa
	$=(26993+60 \cdot 6) \cdot 6/(12 \cdot 28^2)$	
Původní geostatické napětí v z.s.	$\sigma_{or,0}=\gamma \cdot d$	120 kPa
	$=20 \cdot 6$	
Rovnoměrné napětí na hraně B	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{My}-\sigma_{or,0}$	102 kPa
	$=449-227-120$	
Trojúhelníkové napětí na hraně B	$\sigma_{t,B}=2 \cdot \sigma_{My}$	454 kPa
	$=2 \cdot 227$	
Rovnoměrné napětí na hraně L	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{Mx}-\sigma_{or,0}$	311 kPa
	$=449-17-120$	
Trojúhelníkové napětí na hraně L	$\sigma_{t,B}=2 \cdot \sigma_{Mx}$	35 kPa
	$=2 \cdot 17$	

Sedání B	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,012m	≤	0,080m	VYHOVUJE
	0,005m	0,019m	Naklonění základové patky	$\Delta s/b$	0,0011	≤	0,003	VYHOVUJE
Sedání L	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,053m	≤	0,080m	VYHOVUJE
	0,053m	0,053m	Naklonění základové patky	$\Delta s/l$	0,0000	≤	0,003	VYHOVUJE

i	h_i [m]	z_i [m]	d/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	z_{ri}	γ_i [kN/m ³]	$\sigma_{or,i} = \gamma^*(z+d)$	m	$m \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]
1	1	0,5	14,00	1,91	200,00	1,00	0,96	21,00	167,10	0,2	33,42	17,02
2	1	1,5	4,67	1,83	66,67	1,00	2,74	21,00	204,63	0,2	40,93	17,02
3	1	2,5	2,80	1,75	40,00	1,00	4,37	21,00	238,82	0,2	47,76	17,02
4	2	4	1,75	1,64	25,00	1,00	6,57	21,00	284,89	0,2	56,98	17,02
5	2	6	1,17	1,53	16,67	1,00	9,16	23,00	344,45	0,2	68,89	17,02
6	2	8	0,88	1,44	12,50	1,00	11,51	23,00	398,55	0,2	79,71	60,00
7	2	10	0,70	1,37	10,00	1,00	13,73	23,00	449,55	0,2	89,91	60,00
8	2	12	0,58	1,32	8,33	1,00	15,87	23,00	498,77	0,2	99,75	60,00
9	2	14	0,50	1,28	7,14	1,00	17,96	23,00	546,92	0,2	109,38	60,00
10	2	16	0,44	1,25	6,25	1,00	20,02	23,00	594,38	0,2	118,88	60,00

			Sedání pro konstantní napětí				Sedání pro konstantní napětí				
			B				L				
i	zi/b	l2	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	Si [m]	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	Si [m]	
1	0,08	0,96	87,13	53,71	17,02	0,003	296,36	262,94	17,02	0,015	
2	0,23	0,76	68,95	28,02	17,02	0,002	234,51	193,58	17,02	0,011	
3	0,36	0,62	56,13	8,37	17,02	0,000	190,91	143,14	17,02	0,008	
4	0,55	0,50	44,77	-12,21	17,02	0,000	152,28	95,30	17,02	0,011	
5	0,76	0,40	35,95	-32,94	17,02	0,000	122,28	53,39	17,02	0,006	
6	0,96	0,33	30,20	-49,51	60,00	0,000	102,70	22,99	60,00	0,001	
7	1,14	0,29	25,97	-63,94	60,00	0,000	88,32	-1,59	60,00	0,000	
						0,005				0,053	

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			B				B				
			nezatížená hrana				zatížená hrana				
i	z_i/b	l_3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i} - 0,2 \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	l_4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i} - 0,2 \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]
1	0,08	0,01	5,92	-27,50	17,02	0,000	0,24	111,31	77,89	17,02	0,005
2	0,23	0,03	16,21	-24,71	17,02	0,000	0,21	100,46	59,54	17,02	0,003
3	0,36	0,05	23,97	-23,79	17,02	0,000	0,19	91,13	43,37	17,02	0,003
4	0,55	0,07	31,31	-25,67	17,02	0,000	0,17	79,75	22,77	17,02	0,003
5	0,76	0,08	35,69	-33,20	17,02	0,000	0,15	68,27	-0,62	17,02	0,000
						0,000					0,013

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			L	nezatížená hrana			L	zatížená hrana			
i	z _i /b	l ₃	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	l ₄	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]
1	0,03	0,01	0,19	-33,23	17,02	0,000	0,24	8,55	-24,87	17,02	0,000

3) Kombinace zatížení pro maximální moment Mx – charakteristické hodnoty

<u>Zatížení:</u>	
Z=	118 150 kN
X=	0 kN
My=	1 kN
Y=	2 385 kN
Mx=	134 256 kN
q=γ _{sat} *d=	147,00kPa
G=(γ _{bet} -γ _w)*V=	37 568 kN

Napětí v základové spáře od Z	$\sigma_z=(Z+G)/A$	447 kPa
	$=(118150+32125)/(12*28)$	
Napětí v základové spáře od My	$\sigma_{My}=(My+X*t)*6/Ib^2$	0 kPa
	$=(1+0*6)*6/(28*12^2)$	
Napětí v základové spáře od Mx	$\sigma_{Mx}=(Mx+Y*t)*6/bl^2$	95 kPa
	$=(134256+2385*6)*6/(12*28^2)$	
Původní geostatické napětí v z.s.	$\sigma_{or,0}=\gamma*d$	120 kPa
	$=20*6$	
Rovnoměrné napětí na hraně B	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{My}-\sigma_{or,0}$	327 kPa
	$=447-0-120$	
Trojúhelníkové napětí na hraně B	$\sigma_{t,B}=2*\sigma_{My}$	0 kPa
	$=2*0$	
Rovnoměrné napětí na hraně L	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{Mx}-\sigma_{or,0}$	232 kPa
	$=447-95-120$	
Trojúhelníkové napětí na hraně L	$\sigma_{t,B}=2*\sigma_{Mx}$	189 kPa
	$=2*95$	

Sedání B	hrana A	hrana B	průměrné sedání	0,060m	≤	0,080m	VYHOVUJE
	0,060m	0,060m	Naklonění základové patk Δs/b	0,0000	≤	0,003	VYHOVUJE
Sedání L	hrana A	hrana B	průměrné sedání	0,036m	≤	0,080m	VYHOVUJE
	0,036m	0,037m	Naklonění základové patk Δs/l	0,0000	≤	0,003	VYHOVUJE

i	h_i [m]	z_i [m]	d/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	z_{ri}	γ_i [kN/m ³]	$\sigma_{or,i} = \gamma \cdot (z+d)$	m	$m \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]
1	1	0,5	14,00	1,91	200,00	1,00	0,96	21,00	167,10	0,2	33,42	17,02
2	1	1,5	4,67	1,83	66,67	1,00	2,74	21,00	204,63	0,2	40,93	17,02
3	2	3	2,33	1,71	33,33	1,00	5,13	21,00	254,81	0,2	50,96	17,02
4	2	5	1,40	1,58	20,00	1,00	7,90	21,00	312,88	0,2	62,58	17,02
5	2	7	1,00	1,48	14,29	1,00	10,35	23,00	369,34	0,2	73,87	60,00
6	2	9	0,78	1,40	11,11	1,00	12,63	23,00	421,67	0,2	84,33	60,00
7	2	11	0,64	1,35	9,09	1,00	14,80	23,00	471,66	0,2	94,33	60,00
8	2	13	0,54	1,30	7,69	1,00	16,92	23,00	520,28	0,2	104,06	60,00
9	2	15	0,47	1,27	6,67	1,00	18,99	23,00	568,06	0,2	113,61	60,00
10	2	17	0,41	1,24	5,88	1,00	21,05	23,00	615,25	0,2	123,05	60,00

Sedání pro trojúhelníkové napětí							Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			B				B				
			nezatížená hrana				zatížená hrana				
i	z_i/b	l_3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i} - 0,2 \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	l_4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i} - 0,2 \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]
1	0,08	0,01	0,00	-33,42	17,02	0,000	0,24	0,00	-33,42	17,02	0,000

			Sedání pro konstantní napětí				Sedání pro konstantní napětí				
			B				L				
i	zi/b	l2	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	
1	0,08	0,96	311,81	278,39	17,02	0,016	219,01	185,59	17,02	0,011	
2	0,23	0,76	246,74	205,81	17,02	0,012	173,30	132,37	17,02	0,008	
3	0,43	0,62	200,86	149,90	17,02	0,018	141,08	90,12	17,02	0,011	
4	0,66	0,50	160,22	97,64	17,02	0,011	112,53	49,95	17,02	0,006	
5	0,86	0,40	128,66	54,79	60,00	0,002	90,37	16,50	60,00	0,001	
6	1,05	0,33	108,06	23,72	60,00	0,001	75,90	-8,44	60,00	0,000	
7	1,23	0,29	92,92	-1,41	60,00	0,000	65,27	-29,07	60,00	0,000	
						0,060				0,036	

Sedání pro trojúhelníkové napětí							Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			L				L				
			nezatížená hrana				zatížená hrana				
i	z_i/l	l_3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i} - 0,2 \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	l_4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i} - 0,2 \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]
1	0,03	0,01	1,04	-32,38	17,02	0,000	0,24	47,08	13,66	17,02	0,001
2	0,10	0,02	2,92	-38,01	17,02	0,000	0,23	44,98	4,05	17,02	0,000
						0,000					0,001

Maximální průměrné sedání základu je 60mm, což vyhovuje doporučenému maximálnímu sedání pro ocelové staticky neurčité konstrukce 80mm. Maximální tangens úhlu naklonění základu je 0,0011, což také vyhovuje doporučené hodnotě pro ocelové staticky neurčité konstrukce 0,003.

1.1.4 Vnitřní únosnost základu – MSÚ STR

1.1.4.1 Trysková injektáž

Sloupy tryskové injektáže jsou navrženy návrhové pevnosti 3Mpa a průměru 900 a 1000mm. Budou provedeny dvoufázovou vodní technologií. Injektážní směs je navržena v poměru c:v (cement : voda) 0,8:1. Pro přesné stanovení poměru injektážní směsi, stanovení injektážních tlaků a ověření pevnosti sloupů tryskové injektáže bude třeba provést zkušební pole.

Sloupy tryskové injektáže budou navrženy tečně vedle sebe, tudíž zemina pod patkou nebude tryskovou injektáží vyplněna spojitě. Pro přenos zatížení níže do podloží není nutné, aby TI tvořila nepropustný blok. Je třeba posoudit, zda maximální návrhové napětí od zatížení nepřesahuje pevnost sloupů TI. Maximální napětí v základové spáře vyvozuje kombinace zatížení pro max. svislou sílu Z:

Materiál základu:	Název:	Symbol:	$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_m$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	ν [-]	G [MPa]	γ [kN/m ³]
	Beton	C16/20	10,67	29000,00	0,2	12083,33	25,00
	Trysková injektáž	TI	3,00	1000,00	0,2	416,67	22,00

Rozměry:		Rozměry TI:				
Celého základu:				průměr sloupu d [m]	počet sloupů n	plocha A_{TI} [m ²]
b=	12,00m	$A_z=b \cdot l=$	336,00m ²	0,9	379	241,11
l=	28,00m	$A_{z,eff}=$	263,36m ²	1	95	74,61
t=	7,00m				$\Sigma=$	315,72

$A_{Tl,eff}=A_{Tl} \cdot A_{z,eff}/A_z=$	247,46m ²			
$Z_d+G_d=$	212 366 kN			
$\sigma_d=(Z_d+G_d)/A_{Tl,eff}=$	858,17kPa			
				využití
Posouzení:				28,61%
$f_{d,min}= 3000,00\text{kPa}$	\geq	$\sigma_{de}= 858,17\text{kPa}$	VYHOVUJE	

1.1.4.2 Železobetonová patka

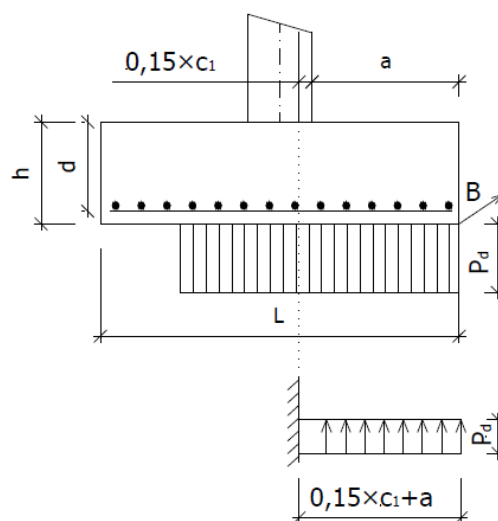
Železobetonovou patku je třeba posoudit na porušení ohybovým momentem a porušení smykem.

Materiál:					
Beton	C16/20	f_{ck}	16 MPa	γ_c	1,5
		f_{cd}	10,67 MPa		
Ocel	B 500B	f_{yk}	500 MPa	γ_s	1,15
		f_{yd}	434,78 MPa		
Stupeň vlivu prostředí:		XD2/XS2			
Konstrukční třída:		S6			
Průměr výztuže	ϕ	20 mm			
Krytí výztuže	$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}$				
	c_{min}	50 mm	$=\max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\}$		
	Δc_{dev}	10 mm	$c_{min,b}$	20	
			$c_{min,dur}$	50	
	c_{nom}	60 mm			

Zatížení:			Rozměry:		
$Z_{ed}=$	164 738 kN		Patka:		Podpěra:
$A_{eff}=b_{eff} \cdot l_{eff}=$	263,69m ²		$b=$	10,00m	$b=$ 5,50m
$\sigma_d=Z_{ed}/A_{eff}$	625 kPa		$l=$	26,00m	$l=$ 22,00m
			$t=$	3,00m	

Dimenzování na ohybový moment:

U posouzení základové patky na ohybový moment se základ idealizuje jako vetknutá konzola zatížená plošným zatížením o velikosti napětí v základové spáře zmenšeným o vlastní tíhu základové patky, viz. obr. 6-4.



Obrázek 1-4 - Stanovení délky konzoly pro výpočet ohybového momentu

Zdroj:

<http://www.fce.vutbr.cz/BZK/svarickova.i/pdf/BL03/zakladovapatka.pdf>

1) Ve směru osy X

Výpočet ohybové momentu:		Rozměry pro dimenzování:	
$a = (b - a_{sl}) / 2$	2,25	b	1000 mm
$l_k = a + 0,15 a_{sl}$	3,075	h	3000 mm
$M_c = 0,5 \cdot \sigma_d \cdot l_k^2$	2957,39 kNm		

Návrh výztuže:					
dolní(tažená)	vrstva	průměr ϕ	Vzdálenost vložek [mm]	počet prutů ve vrstvě na 1bm	poloha od okraje
	1	32 mm	200	5	76 mm
plocha A_{s1}	4021 mm ²	d1	76 mm		
$A_{s,min} = 0,26 \cdot (f_{ctm} / f_{yk}) \cdot b \cdot d \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$					
$A_{s,min} =$	3801,2				

Výpočet:				
d	2924 mm			
η	1,0			
λ	0,8			
F _s	1748365 N	=A _s *f _{yd}	=4021*435	
F _{cd}	1748365 N	=F _s		
x	205 mm	=F _{cd} /(b* λ * η *f _{cd})		
z	2842 mm	=d-0,5* λ *x		
ξ	0,070	=x/d	$\xi \leq \xi_{bal,1}$	vyhoví
$\xi_{bal,1}$	0,921	=700/(700+f _{yd})		

M _{Rd}	4968,93 kNm	=F _{cd} *z			
M _{ed}	2957,39 kNm				využití
Posouzení:					59,52%
M _{Rd}	4968,93 kNm	≥	M _{ed}	2957,39 kNm	VYHOVUJE

2) Ve směru osy Y

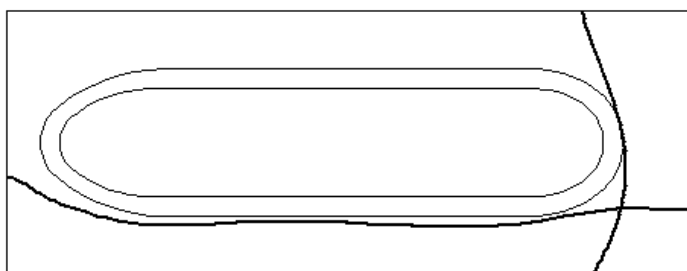
Výpočet ohybové momentu:		Rozměry pro dimenzování:
a=(b-a _{sl})/2	3	b 1000 mm
I _k =a+0,15a _{sl}	3,45	h 3000 mm
M _c =0,5* σ_d *I _k ²	3722,68 kNm	

Návrh výztuže:					
dolní(tažená)	vrstva	průměr ϕ	Vzdálenost vložek [mm]	počet prutů ve vrstvě na 1bm	poloha od okraje
	1	30 mm	167	6	107 mm
plocha A_{s1}	4241 mm ²	d1	139 mm		
$A_{s,min}=0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$					
$A_{s,min}=$	3719,3				

Výpočet:				
d	2861 mm			
η	1,0			
λ	0,8			
F_s	1843978 N	$=A_s \cdot f_{yd}$	$=4241 \cdot 435$	
F_{cd}	1843978 N	$=F_s$		
x	216 mm	$=F_{cd}/(b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd})$		
z	2775 mm	$=d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$		
ξ	0,076	$=x/d$	$\xi \leq \xi_{bal,1}$	vyhoví
$\xi_{bal,1}$	0,921	$=700/(700+f_{yd})$		

M_{Rd}	5116,23 kNm	$=F_{cd} \cdot z$		
M_{ed}	3722,68 kNm			využití
Posouzení:				72,76%
M_{Rd}	5116,23 kNm	\geq	M_{ed}	3722,68 kNm VYHOVUJE

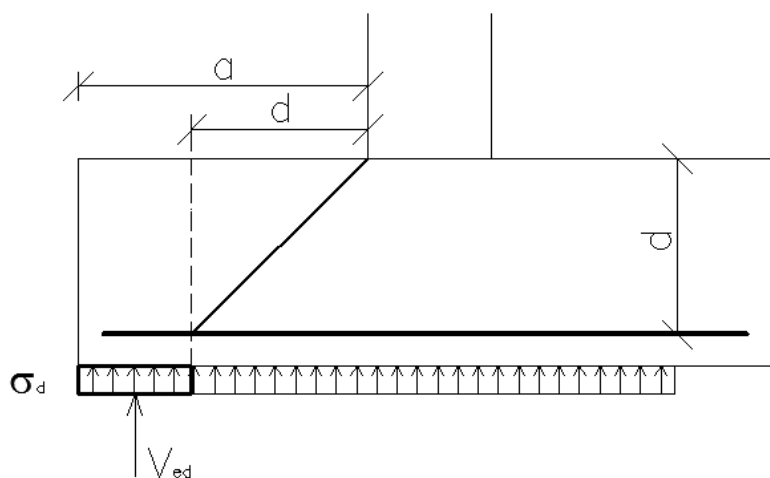
Dimenzování na smyk



Obrázek 1-5 Půdorys základu - nesouvislé smykové trhliny

Vzhledem k výrazně obdélníkovému tvaru podpěry nelze očekávat protlačení podpěry do patky jako celku. Reálnější předpoklad je vznik nesouvislých smykových ploch po

celé délce (šířce) základu. Smyková únosnost bude posouzena jako u konzolově vyložené desky.



Obrázek 1-6 Stanovení místa vzniku trhliny a návrhové posouvající síly

1) Smyková plocha kolmo na osu X

Posouzení u líce podpory			
$V_{ed,max}=b_m \cdot a \cdot \sigma_d$	$=1,0 \cdot 2,25 \cdot 626$	1 407 441 N	
$V_{r,max}=0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_{cd}$		8 757 965 N	VYHOVUJE
Posouzení vzniku smykové trhliny:			
trhlina vzniká ve vzdálenosti d od líce podpěry			
zatěžovaná délka $l=a-d$	$=2,25-2,92$	-0,674	
→Smyková trhlina nevznikne, výztuž bude navržena dle konstrukčních zásad			

2) Smyková plocha kolmo na osu Y

Posouzení u líce podpory			
$V_{ed,max}=b_m \cdot a \cdot \sigma_d$	$=1,0 \cdot 3 \cdot 626$	1 876 588 N	
$V_{r,max}=0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_{cd}$		8 614 195 N	VYHOVUJE

Posouzení vzniku smykové trhliny:			
trhlina vzniká ve vzdálenosti d od líce podpěry			
zatěžovaná délka $l=a-d$	$=3-2,88$	0,124	
Návrhová posouvající síla na 1bm			
$V_{ed}=b_m \cdot l \cdot \sigma_d$	$=1,0 \cdot 0,124 \cdot 62$	77 566 N	

Pilotový základ je navržen jako skupina pilot v hlavě vetknutých do železobetonové desky. V podloží se nenachází v dosažitelné hloubce skalní podloží, zatížení je tedy přenášeno převážně třením na plášti pilot, čemuž odpovídá způsob výpočtu. Deska je navržena tloušťky 2m a její horní povrch leží 0,5m pod stávajícím dnem Dunaje, ve výpočtu je však uvažováno, že leží zároveň s povrchem. Hloubka výmolů v Dunaji je uvažována 3m, proto první metr délky pilot je počítán jako volná výška piloty h.

1.2.1 Mezní stav únosnosti GEO

Maximální zatížení na jednu pilotu je vypočteno z působení základu jako skupiny pilot v hlavě vetknutých, viz. pozdější výpočet. Pilota je posouzena dle návrhového přístupu 2 dle ČSN EN 1997 kombinace souborů: „A1“+„M1“+„R2“.

Vlastnosti zemin:			z	E _{def}	v	β	m	E _{oed}	γ _{sat}	γ'	φ _{ef}	tgφ _{ef}	c _{ef}
	Název:	Symbol:	[m]	[MPa]	[-]			[MPa]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]		[kPa]
<u>Zemina:</u>								=E _{def} /β					
	Prachovitý jíl	siCl	0	8,00	0,40	0,47	0,2	17,02	21,00	21,00	20,00	0,36	15,00
	Jílovec	R5	14	50,00	0,25	0,83	0,2	60,00	23,00	23,00	23,00	0,42	90,00
				Návrhový přístup			2	γ _m		1,00	1,00	1,00	1,00

Rozměry:		Zatížení:	
průměr piloty	d= 1,07m		Z _{ed} = 164 738 kN
celková délka	l= 15,00m		M _{yed} = 180 716 kN
volná výška	h= 1,00m		X _{ed} = 7 738 kN
účinná délka	L= 14,00m		M _{xed} = 71 018 kN
počet pilot	n= 40,00ks		Y _{ed} = 41 kN
	HPV= 0,00m	G=γ _G *(γ _{bet} -γ _w)*V= 12 134 kN	

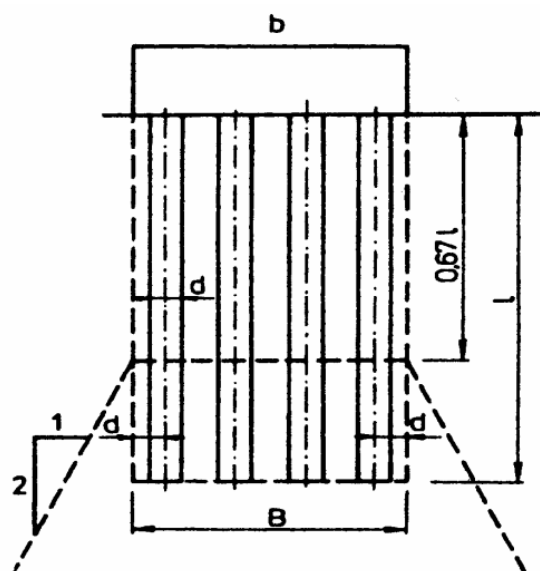
	tloušťka vrstvy	souřadnice středu vrstvy	objemová hmotnost	úhel vnitřního tření	soudržnost		geostatické napětí ve středu vrstvy		plášťové tření	průměr piloty	
i	h _i	z _i	γ	φ _{ef}	c _{ef}	γ _{r2}	σ _{ori}	k ₂	f _{si}	d _i	π*d _i *h _i *f _{si}
1	1	0,5	21,00	20,00°	15,00	1,3	70	1	32,50	1,22m	124,55
2	1	1,5	21,00	20,00°	15,00	1,2	90	1	39,44	1,22m	151,18
3	1	2,5	21,00	20,00°	15,00	1,1	110	1	46,57	1,22m	178,48
4	7	6,5	21,00	20,00°	15,00	1	190	1	71,88	1,07m	1691,43
5	1	10,5	21,00	20,00°	15,00	1	270	1,2	112,00	1,07m	376,49
6	3	12,5	23,00	23,00°	90,00	1	315	1,2	221,39	1,07m	2232,58
										Σ	4754,70

Výpočet:									
Součinitelé únosnosti				Návrhová únosnost paty					
$N_d = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$	6,40			$R_d = 1,2 \cdot c \cdot N_c + (1 + \sin \varphi_a) \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot N_d + 0,7 \cdot \gamma_2 \cdot d/2 \cdot N_b$					
$N_c = (N_d - 1) \cot \varphi'$	14,83			$R_d =$		2693,77625			
$N_b = 1,5(N_d - 1) \tan \varphi'$	2,95			$U_{bd} = K_1 \cdot A_s \cdot R_d / \gamma_b$			γ_b		
				$U_{bd} =$		2 532 kN	1,1		
Součinitel únosnosti vlivem délky piloty				Návrhová únosnost na plášti					
k_1	1,15			$f_{si} = \sigma_{xi} \cdot \tan(\varphi_d / \gamma_{r1}) + c_d / \gamma_{r2}$					
Součinitel bočního zemního tlaku na plášť piloty				$U_{fd} = \sum \pi \cdot d_i \cdot h_i \cdot f_{si} / \gamma_s$					
k_2 $z \leq 10m$	1			$U_{fd} =$		4 322 kN	1,1		
k_2 $z > 10m$	1,2			Návrhová únosnost piloty					
Součinitel podmínek působení základové půdy				$U_{vd} = U_{bd} + U_{fd}$					
$\gamma_{r2} =$ $z \leq 1m$	1,3			$U_{vd} =$		6 855 kN			
$1m < z \leq 2m$	1,2								
$2m < z \leq 3m$	1,1								
$z > 3m$	1								

průměrná síla na 1 pilotu							
$N_{ed} = (Z_{ed} + G_{ed}) / n$		4 422 kN					
maximální síla na 1 pilotu (výpočet skupiny pilot)							
$N_{ed} =$		6 103 kN				využití	
Posouzení:						89,03%	
$U_{vd} = 6 855 \text{ kN}$	\geq	$N_{ed} = 6 103 \text{ kN}$				VYHOVUJE	

1.2.2 Mezní stav použitelnosti – sedání

Sedání základu, který je navržen jako skupina pilot, je třeba posuzovat jako jeden celek. Kvůli malé půdorysné vzdálenosti mezi pilotami dochází k jejich vzájemnému ovlivňování a celkové sedání je větší než sedání osamělé piloty. Míru vzájemného ovlivnění není snadné vystihnout a výpočet by vyžadoval tvorbu poměrně přesného 3D modelu. Zjednodušeně lze sednutí skupiny pilot počítat



Obrázek 1-8 Rozměry fiktivního základu pro výpočet sedání skupiny pilot Zdroj: [7]

jako sednutí plošného základu rozměrů výšky 0,67 délky pilot a šířky vzdálenosti krajních pilot zvětšené o dva průměry dle obr.6-8.



Obrázek 1-9 Půdorys pilotového základu

Rozměry:	Piloty:	ŽB Desky:	Náhradního základu:
	d= 1,07m	b= 9,00m	b= 9,64m
	l= 15,00m	l= 24,50m	l= 24,64m
	h= 1,00m	t= 2,00m	t=0,67L= 10,05m
	L= 14,00m	os.vzdálenost bb= 2,50m	d=0,67L+t= 12,05m
	n= 40,00ks	os.vzdálenost ll= 2,50m	

1) Kombinace zatížení pro maximální svislou sílu Z – charakteristické hodnoty

Zatížení:		Eff. Rozměry:	
	$Z_{ed} = 121\,291\text{ kN}$	$e_x = (X_d \cdot h + M_{y_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	1,28m
	$X_{ed} = 5\,190\text{ kN}$	$e_y = (Y_d \cdot h + M_{x_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	0,38m
	$M_{y_{ed}} = 121\,247\text{ kN}$	$b_{eff} = b - 2e_x =$	6,98m
	$Y_{ed} = 26\text{ kN}$	$l_{eff} = l - 2e_y =$	23,79m
	$M_{x_{ed}} = 50\,664\text{ kN}$	$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} =$	165,94m ²
	$q = \gamma_{sat} \cdot d = 253,05\text{ kPa}$	$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$	$0,16 \leq 1,00$
	$G = \gamma_G \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w) \cdot V = 18\,858\text{ kN}$		VYHOVUJE

Napětí v základové spáře od Z	$\sigma_z = (Z+G)/A$	599 kPa	
Napětí v základové spáře od M_y	$\sigma_{My} = (M_y + X \cdot t) \cdot 6 / I_b^2$	466 kPa	
Napětí v základové spáře od M_x	$\sigma_{Mx} = (M_x + Y \cdot t) \cdot 6 / I_l^2$	53 kPa	
Původní geostatické napětí v z.s.	$\sigma_{or,0} = \gamma \cdot d$	241 kPa	
Napětí od přitížení:			
Rovnoměrné napětí B	$\sigma_{k,B} = \sigma_z - \sigma_{My} - \sigma_{or,0}$	-108 kPa	→ 0 kPa
Trojúhelníkové napětí B	$\sigma_{t,B} = 2 \cdot \sigma_{My}$	823 kPa	
Rovnoměrné napětí L	$\sigma_{k,L} = \sigma_z - \sigma_{Mx} - \sigma_{or,0}$	304 kPa	
Trojúhelníkové napětí L	$\sigma_{t,L} = 2 \cdot \sigma_{Mx}$	106 kPa	

Sedání B	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,008	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,000	0,017	Naklonění základové patky	$\Delta s/b$	0,0017	≤	0,003	VYHOVUJE
Sedání L	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,025	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,025	0,025	Naklonění základové patky	$\Delta s/l$	0	≤	0,003	VYHOVUJE

i	h_i [m]	z_i [m]	d/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	z_{ri}	γ_i [kN/m ³]	$\sigma_{or,i} = \gamma \cdot (z+d)$	m	$m \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]
1	1	0,5	24,10	1,93	200,00	1,00	0,97	21,00	273,35	0,2	54,67	17,02
2	1	1,5	8,03	1,88	66,67	1,00	2,82	21,00	312,35	0,2	62,47	17,02
3	2	3	4,02	1,81	33,33	1,00	5,43	21,00	367,04	0,2	73,41	60,00
4	2	5	2,41	1,72	20,00	1,00	8,59	21,00	433,47	0,2	86,69	60,00
5	2	7	1,72	1,64	14,29	1,00	11,46	23,00	499,45	0,2	99,89	60,00
6	2	9	1,34	1,57	11,11	1,00	14,10	23,00	560,21	0,2	112,04	60,00
7	2	11	1,10	1,51	9,09	1,00	16,58	23,00	617,10	0,2	123,42	60,00
8	2	13	0,93	1,46	7,69	1,00	18,93	23,00	671,19	0,2	134,24	60,00
9	2	15	0,80	1,41	6,67	1,00	21,19	23,00	723,26	0,2	144,65	60,00
10	2	17	0,71	1,38	5,88	1,00	23,39	23,00	773,81	0,2	154,76	60,00

			Sedání pro konstantní napětí				Sedání pro konstantní napětí			
			B				L			
i	zi/b	l2	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]
1	0,10	0,94	-95,18	-149,85	17,02	0,000	283,25	228,58	17,02	0,013
2	0,29	0,70	-70,64	-133,11	17,02	0,000	210,21	147,74	17,02	0,009
3	0,56	0,50	-50,44	-123,85	60,00	0,000	150,11	76,70	60,00	0,003
4	0,89	0,36	-36,79	-123,49	60,00	0,000	109,50	22,80	60,00	0,001
5	1,19	0,29	-28,86	-128,75	60,00	0,000	85,88	-14,01	60,00	0,000
						0,000				0,025

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			B				zatížená hrana				
i	z _i /b	I ₃	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	I ₄	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]
1	0,10	0,02	12,76	-41,91	17,02	0,000	0,23	189,06	134,39	17,02	0,008
2	0,29	0,04	34,65	-27,82	17,02	0,000	0,20	165,25	102,78	17,02	0,006
3	0,56	0,07	54,79	-18,62	60,00	0,000	0,17	135,81	62,40	60,00	0,002
4	0,89	0,08	63,25	-23,44	60,00	0,000	0,13	107,70	21,01	60,00	0,001
5	1,19	0,08	62,08	-37,81	60,00	0,000	0,11	88,57	-11,32	60,00	0,000
						0,000					0,017

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			L				zatížená hrana				
i	z _i /l	I ₃	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	I ₄	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]
1	0,04	0,01	0,65	-54,02	17,02	0,000	0,24	25,44	-29,23	17,02	0,000

2) Kombinace zatížení pro maximální moment M_y – charakteristické hodnoty

Zatížení:		Eff. Rozměry:	
$Z_{ed}= 118\,638\text{ kN}$		$e_x=(X_d*h+M_{yed})/(Z_{ed}+G)=$	1,31m
$X_{ed}= 5\,190\text{ kN}$		$e_y=(Y_d*h+M_{xed})/(Z_{ed}+G)=$	0,21m
$M_{yed}= 121\,260\text{ kN}$		$b_{eff}=b-2e_x=$	6,92m
$Y_{ed}= 60\text{ kN}$		$l_{eff}=l-2e_y=$	24,12m
$M_{xed}= 26\,993\text{ kN}$		$A_{eff}=b_{eff}*l_{eff}=$	167,04m ²
$q=\gamma_{sat}*d= 253,05\text{ kPa}$		$(3e_x/B)^2+(3e_y/L)^2\leq 1$	0,17≤1,00
$G=\gamma_G*(\gamma_{bet}-\gamma_w)*V= 18\,858\text{ kN}$			VYHOVUJE

Napětí v základové spáře od Z	$\sigma_z=(Z+G)/A$	587 kPa	
Napětí v základové spáře od M _y	$\sigma_{My}=(M_y+X*t)*6/Ib^2$	466 kPa	
Napětí v základové spáře od M _x	$\sigma_{Mx}=(M_x+Y*t)*6/bl^2$	29 kPa	
Původní geostatické napětí v z.s.	$\sigma_{or,0}=\gamma*d$	241 kPa	
Napětí od přitížení:			
Rovnoměrné napětí B	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{My}-\sigma_{or,0}$	-120 kPa	→0kPa
Trojúhelníkové napětí B	$\sigma_{t,B}=2*\sigma_{My}$	812 kPa	
Rovnoměrné napětí L	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{Mx}-\sigma_{or,0}$	317 kPa	
Trojúhelníkové napětí L	$\sigma_{t,B}=2*\sigma_{Mx}$	58 kPa	

Sedání B	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,008	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,000	0,016	Naklonění základové patky	$\Delta s/b$	0,0017	≤	0,003	VYHOVUJE
Sedání L	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,027	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,027	0,027	Naklonění základové patky	$\Delta s/l$	0	≤	0,003	VYHOVUJE

i	h_i [m]	z_i [m]	d/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	z_{ri}	γ_i [kN/m ³]	$\sigma_{or,i} = \gamma^*(z+d)$	m	$m \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]
1	1	0,5	24,10	1,93	200,00	1,00	0,97	21,00	273,35	0,2	54,67	17,02
2	1	1,5	8,03	1,88	66,67	1,00	2,82	21,00	312,35	0,2	62,47	17,02
3	2	3	4,02	1,81	33,33	1,00	5,43	23,00	372,25	0,2	74,45	60,00
4	2	5	2,41	1,72	20,00	1,00	8,59	23,00	445,00	0,2	89,00	60,00
5	2	7	1,72	1,64	14,29	1,00	11,46	23,00	510,99	0,2	102,20	60,00
6	2	9	1,34	1,57	11,11	1,00	14,10	23,00	571,74	0,2	114,35	60,00
7	2	11	1,10	1,51	9,09	1,00	16,58	23,00	628,64	0,2	125,73	60,00
8	2	13	0,93	1,46	7,69	1,00	18,93	23,00	682,73	0,2	136,55	60,00
9	2	15	0,80	1,41	6,67	1,00	21,19	23,00	734,79	0,2	146,96	60,00
10	2	17	0,71	1,38	5,88	1,00	23,39	23,00	785,35	0,2	157,07	60,00

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			B	nezatížená hrana			B	zatížená hrana			
i	zi/b	I3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	I4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]
1	0,10	0,02	12,58	-42,09	17,02	0,000	0,23	186,45	131,79	17,02	0,008
2	0,29	0,04	34,18	-28,30	17,02	0,000	0,20	162,97	100,50	17,02	0,006
3	0,56	0,07	54,03	-20,42	60,00	0,000	0,17	133,94	59,49	60,00	0,002
4	0,89	0,08	62,38	-26,62	60,00	0,000	0,13	106,22	17,22	60,00	0,001
5	1,19	0,08	61,23	-40,97	60,00	0,000	0,11	87,35	-14,85	60,00	0,000
						0,000					0,016

			Sedání pro konstantní napětí				Sedání pro konstantní napětí				
			B				L				
i	zi/b	I2	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	
1	0,10	0,94	-105,73	-160,40	17,02	0,000	295,23	240,56	17,02	0,014	
2	0,29	0,70	-78,47	-140,94	17,02	0,000	219,10	156,63	17,02	0,009	
3	0,56	0,50	-56,03	-130,48	60,00	0,000	156,46	82,01	60,00	0,003	
4	0,89	0,36	-40,87	-129,87	60,00	0,000	114,13	25,13	60,00	0,001	
5	1,19	0,29	-32,06	-134,26	60,00	0,000	89,51	-12,68	60,00	0,000	
						0,000				0,027	

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			L	nezatížená hrana			L	zatížená hrana			
i	zi/l	I3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2\cdot\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	I4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2\cdot\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]
1	0,04	0,01	0,35	-54,32	17,02	0,000	0,24	13,79	-40,88	17,02	0,000

3) Kombinace zatížení pro maximální moment Mx – charakteristické hodnoty

Zatížení:		Eff. Rozměry:	
$Z_{ed} = 118\,150\text{ kN}$		$e_x = (X_d \cdot h + M_{y_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	$0,00\text{m}$
$X_{ed} = 0\text{ kN}$		$e_y = (Y_d \cdot h + M_{x_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	$1,20\text{m}$
$M_{y_{ed}} = 1\text{ kN}$		$b_{eff} = b - 2e_x =$	$9,54\text{m}$
$Y_{ed} = 2\,385\text{ kN}$		$l_{eff} = l - 2e_y =$	$22,14\text{m}$
$M_{x_{ed}} = 134\,256\text{ kN}$		$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} =$	$211,26\text{m}^2$
$q = \gamma_{sat} \cdot d = 253,05\text{ kPa}$		$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$	$0,02 \leq 1,00$
$G = \gamma_G \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w) \cdot V = 18\,858\text{ kN}$			VYHOVUJE

Napětí v základové spáře od Z	$\sigma_z = (Z + G) / A$	585 kPa
Napětí v základové spáře od My	$\sigma_{My} = (M_y + X \cdot t) \cdot 6 / I_b^2$	0 kPa
Napětí v základové spáře od Mx	$\sigma_{Mx} = (M_x + Y \cdot t) \cdot 6 / I_l^2$	165 kPa
Původní geostatické napětí v z.s.	$\sigma_{or,0} = \gamma \cdot d$	241 kPa
Napětí od přitížení:		
Rovnoměrné napětí B	$\sigma_{k,B} = \sigma_z - \sigma_{My} - \sigma_{or,0}$	344 kPa
Trojúhelníkové napětí B	$\sigma_{t,B} = 2 \cdot \sigma_{My}$	344 kPa
Rovnoměrné napětí L	$\sigma_{k,B} = \sigma_z - \sigma_{Mx} - \sigma_{or,0}$	179 kPa
Trojúhelníkové napětí L	$\sigma_{t,B} = 2 \cdot \sigma_{Mx}$	330 kPa

Sedání B	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,031	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,030	0,032	Naklonění základové patky	$\Delta s / b$	0,0002	≤	0,003	VYHOVUJE
Sedání L	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,012	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,011	0,013	Naklonění základové patky	$\Delta s / l$	0,0001	≤	0,003	VYHOVUJE

i	h_i [m]	z_i [m]	d/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	z_{ri}	γ_i [kN/m ³]	$\sigma_{or,i} = \gamma \cdot (z + d)$	m	$m \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]
1	1	0,5	24,10	1,93	200,00	1,00	0,97	21,00	273,35	0,2	54,67	17,02
2	1	1,5	8,03	1,88	66,67	1,00	2,82	21,00	312,35	0,2	62,47	17,02
3	2	3	4,02	1,81	33,33	1,00	5,43	23,00	372,25	0,2	74,45	60,00
4	2	5	2,41	1,72	20,00	1,00	8,59	23,00	445,00	0,2	89,00	60,00
5	2	7	1,72	1,64	14,29	1,00	11,46	23,00	510,99	0,2	102,20	60,00
6	2	9	1,34	1,57	11,11	1,00	14,10	23,00	571,74	0,2	114,35	60,00
7	2	11	1,10	1,51	9,09	1,00	16,58	23,00	628,64	0,2	125,73	60,00
8	2	13	0,93	1,46	7,69	1,00	18,93	23,00	682,73	0,2	136,55	60,00
9	2	15	0,80	1,41	6,67	1,00	21,19	23,00	734,79	0,2	146,96	60,00
10	2	17	0,71	1,38	5,88	1,00	23,39	23,00	785,35	0,2	157,07	60,00

			Sedání pro konstantní napětí				Sedání pro konstantní napětí			
			B				L			
i	z _i /b	l ₂	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	E _{oed,i} [MPa]	S _i [m]	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	E _{oed,i} [MPa]	S _i [m]
1	0,10	0,94	319,92	265,25	17,02	0,016	167,30	112,63	17,02	0,007
2	0,29	0,70	237,43	174,96	17,02	0,010	124,16	61,69	17,02	0,004
3	0,56	0,50	169,54	95,09	60,00	0,003	88,66	14,21	60,00	0,000
4	0,89	0,36	123,67	34,67	60,00	0,001	64,67	-24,33	60,00	0,000
5	1,19	0,29	97,00	-5,20	60,00	0,000	50,72	-51,47	60,00	0,000
						0,030				0,011

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí					
			B		nezatížená hrana		B		zatížená hrana			
i	zi/b	l3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	E _{oed,i} [MPa]	S _i [m]	l4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	E _{oed,i} [MPa]	S _i [m]	
1	0,10	0,02	5,37	-49,30	17,02	0,000	0,23	79,59	24,92	17,02	0,001	
2	0,29	0,04	14,59	-47,88	17,02	0,000	0,20	69,57	7,10	17,02	0,000	
3	0,56	0,07	23,06	-51,38	60,00	0,000	0,17	57,17	-17,27	60,00	0,000	
						0,000					0,002	

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí					
			L				L					
			nezatížená hrana				zatížená hrana					
i	z _i /l	l ₃	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	S _i [m]	l ₄	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	S _i [m]	
1	0,04	0,01	2,01	-52,66	17,02	0,000	0,24	79,05	24,38	17,02	0,001	
2	0,11	0,02	5,65	-56,82	17,02	0,000	0,23	74,65	12,18	17,02	0,001	
3	0,22	0,03	9,72	-64,73	60,00	0,000	0,21	66,84	-7,61	60,00	0,000	
						0,000					0,002	

Maximální průměrné sednutí základu je 31mm a maximální tangens úhlu naklonění základu je 0,0017, obě hodnoty vyhovují doporučeným hodnotám pro ocelové konstrukce staticky neurčité dle ČSN EN 1997.

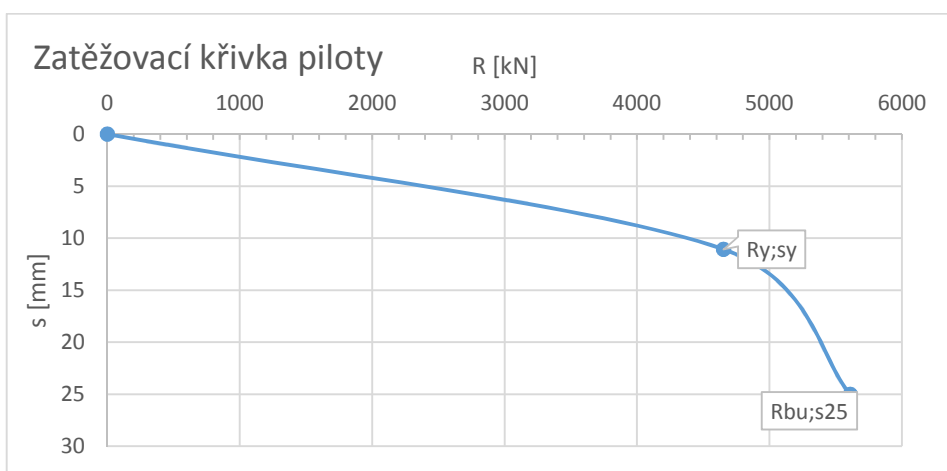
1.2.2.1 Sedání osamělé piloty

Posouzení sedání osamělé piloty je důležité především z důvodu vytvoření zatěžovací křivky piloty, která je dále využita pro výpočet silového působení skupiny pilot.

Výpočet:			1	2		
Regresivní koeficienty			$I_c =$	1,45		
a			97,31	131,9		
b			108,59	94,96		
e			987,60	957,6		
f			1084,26	703,9		
Součinitel bočního zemního tlaku na plášť piloty						
$m_1 =$	0,7	zatížení provozní				
$m_1 =$	1	zatížení extrémní				
Součinitel vlivu technologie provádění						
$m_2 =$	1	betonáž piloty do suchého vrtu a pod vodou				

Zemina	i	h_i [m]	$z_i = D_i$	E_s	$E_s * h_i$	d_i [m]	a	b	q_{si} $= a - b / (D_i / d_i)$	$d_i * h_i$	$d_i * h_i * q_{si}$
1	1	13,00	6,5	51,3	666,9	1,07	97,31	108,59	79,43	13,91	1104,93
2	2	1,00	13,5	47,9	47,9	1,07	131,9	94,96	124,39	1,07	133,10
	Σ	14			714,8					14,98	1238,034

Návrhová únosnost paty								
$R_{su} = m_1 \cdot m_2 \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si}$								
$R_{su} =$		3 744 kN						
Velikost napětí q_0 na patě piloty při deformaci odpovídající plné mobilizaci plášťového tření								
$q_0 = e \cdot f / (L/d_0)$								
$q_0 =$		906,9299						
Průměrná velikost plášťového tření podél dříku piloty q_s (vážený průměr velikostí q_{si})								
$q_s = \sum d_i h_i q_{si} / \sum d_i h_i$								
$q_s =$		83,44655						
$\beta = q_0 / [q_0 + 4q_s \cdot L/d_0]$		0,163622						
Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření								
$R_y = R_{su} / (1 - \beta)$								
$R_y =$		4 476 kN						
$E_s = \sum E_{si} h_i / \sum h_i$		51,05714						
L/d		13,88889						
I_1		0,1						
$K = E_b / E_s =$		567,991						
R_k		1,3						
$I = I_1 \cdot R_k$		0,13						
$s_y = I \cdot R_y / (d \cdot E_s)$		10,55mm						
První bod - mez mobilizace plášťového tření								
$[R_y; s_y]$		[4476; 10,6]						
Druhý bod - sednutí $s = 25\text{mm}$								
$R_{pu} = \beta \cdot R_y \cdot (s_{25} / s_y)$		1 735 kN						
$R_{bu} = R_{su} + R_{pu}$		5 479 kN						
s_{25}		25,00mm						
$[R_{bu}; s_{25}]$		[5479; 25]						



1.2.3 Vnitřní únosnost základu – MSÚ STR

1.2.3.1 Výpočet skupiny pilot

Protože pilotový základ není zatížen pouze svislou silou, ale též ohybovými momenty, každá pilota přenáší jiné zatížení. Vzhledem k průměru pilot – v hlavě 1,22m a uspořádání výztuže pilotový základ modelujeme jako piloty v hlavě vetknuté do tuhé desky. Pro výpočet sil v jednotlivých pilotách je třeba sestavit matici tuhosti každé piloty, která se skládá ze šesti parametrů, vyjadřujících tuhost piloty vzdorující silám ve směru os X,Y,Z a tuhost vzdorující momentům otáčejících kolem těchto os [7]. Po sestavení globálních matic tuhosti a zatížení lze řešením podmínek rovnováhy stanovit globální deformace a následně dopočítat síly a deformace jednotlivých pilot. Výpočet je řešen iteračně, protože svislá tuhost pilot se mění s deformací (sednutím) piloty dle zatěžovací křivky spočtené pro osamělou pilotu. Výpočet je ukončen, když rozdíl mezi vypočteným zatížením a zatížením daným pro vypočtené sednutí dle zatěžovací křivky je menší než 100N.

<u>Výpočet tuhostí piloty:</u>			
modul vodorovné reakce podloží dle DIN 4014			
$k_h = E_{def}/d$		8000000	kN/m ³
pružná délka			
$L' = [(E_b * I) / (k_h * d)]^{0,25}$		3,91	m
moment setrvačnosti průřezu piloty			
$I = \pi * d^4 / 64$		0,06	m ⁴
polární moment setrvačnosti průřezu piloty			
$I_t = \pi * d^4 / 32$		0,13	m ⁴
tuhost ve směru os Y a Z			
$s_{y,z} = (12 * E_b * I_{z,y}) / [(h + L')^3 + 2L'^3]$		100808205	N/m
tuhost v kroucení piloty			
$s_a = G * I_t / I$		118729167	Nm
tuhost v ohybu piloty			
$s_{b,c} = (E_b * I_{y,z}) / (h + L')$		406487135	Nm
svislá tuhost piloty - v kroku 1 pro průměrné zatížení na 1 pilotu			
$s_x =$		642846880	N/m

matice tuhosti i-té piloty S					
s_{xi}	0	0	0	0	0
0	s_{yi}	0	0	0	$h_0 * s_{yi}$
0	0	s_{zi}	0	$-h_0 * s_{zi}$	0
0	0	0	s_{ai}	0	0
0	0	$-h_0 * s_{zi}$	0	$s_{bi} + h_0^2 * s_{zi}$	0
0	$h_0 * s_{yi}$	0	0	0	$s_{ci} + h_0^2 * s_{yi}$

Transformační matice pro svislé piloty					
1	0	0	0	0	0
0	1	0	0	0	0
0	0	1	0	0	0
0	-z	y	1	0	0
z	0	-x	0	1	0
-y	x	0	0	0	1

Zatěžovací vektor soustavy $R=(R_x,R_y,R_z,R_a,R_b,R_c)^T$

Pro výpočet zatížení jedné piloty platí:

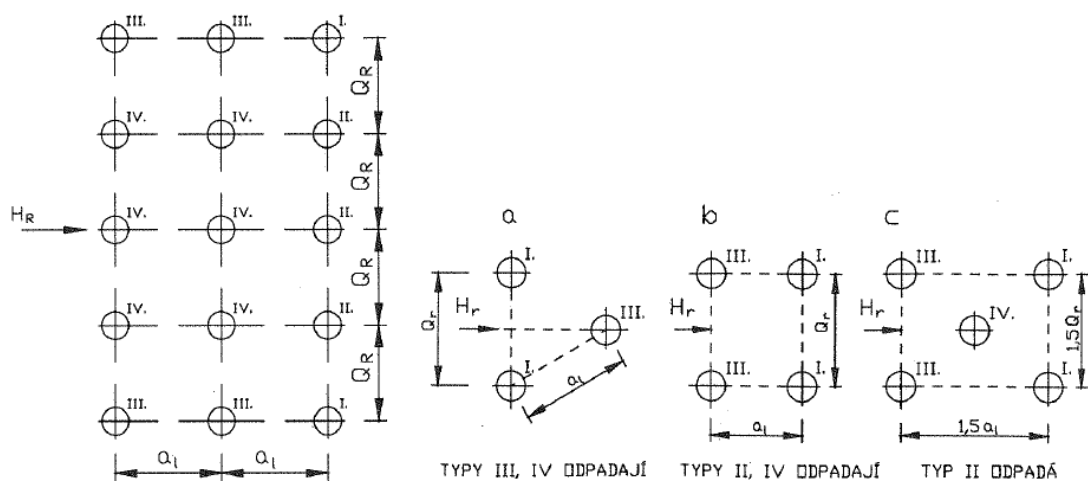
$$R_i = S_i * v_i = S_i * T_i^T * v = S_i * T_i^T * S^{-1} * R$$

Iteračním postupem byli vypočítány síly působící v jednotlivých pilotách pro všechny kombinace zatížení. Extrémní síly na jednu pilotu byly vypočteny následující:

Max. N + odp. M = Max. M + odp. N								
lokální souřadný systém			x	y	z	a	b	c
globální souřadný systém			Z	Y	X	Mz	My	Mx
			6103	1	193	0	1036	80
			kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

Min. N + odp. M								
lokální souřadný systém			x	y	z	a	b	c
globální souřadný systém			Z	Y	X	Mz	My	Mx
			1300	1	193	0	1036	80
			kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

Protože při vodorovném zatížení skupiny pilot nepřejímají piloty zatížení stejným dílem, je třeba přepočítat maximální vodorovné síly působící na pilotu. Při daném zatížení a rozmístění pilot se ve skupině nachází pouze piloty typu I a III dle [7]. Případ b dle obr. 6-4.



Obrázek 1-10 Určení typu pilot při vodorovném zatížení Zdroj: [7]

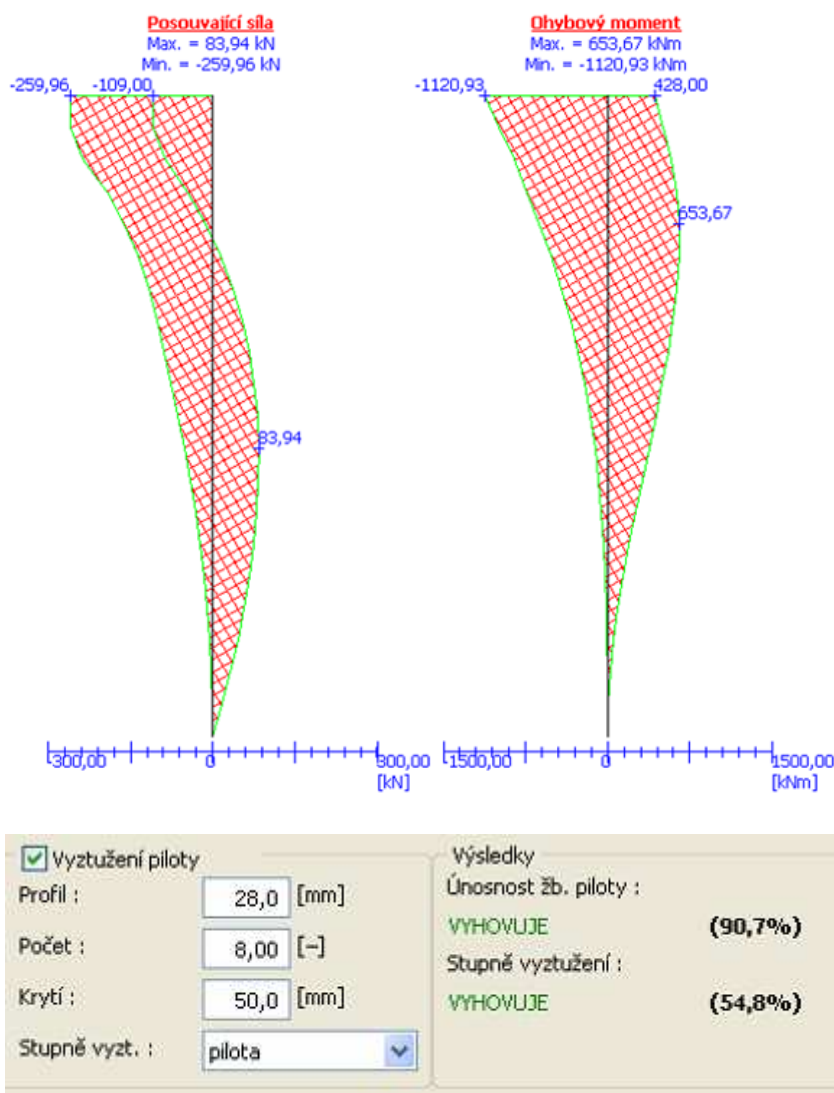
Pro typ I platí:	$\alpha_{il}=1*\alpha_{RA}$	$=1,0*0,95$	0,95
Pro typ III platí:	$\alpha_{iIII}=\alpha_L*\alpha_{RA}$	$=0,56*0,95$	0,53
$a_R/d=$	$=2,5/1,02$		2,45
α_{RA}	$=0,7+0,1*2,45$		0,95
$a_L/d=$	$=2,5/1,02$		2,45
α_L	$=0,25+0,125*2,45$		0,56
Síla na jednu pilotu			
$H_i=\alpha_i*H_R/\sum\alpha_i$			
Při počtu pilot typu I 24ks a typu III 16ks platí:			
$H_n=H_R/n$			
$H_i=1,22H_n$			
$H_{III}=0,68H_n$			

Z toho plyne, že maximální vodorovné zatížení na 1 pilotu je třeba zvětšit krát 1,22. Potom maximální zatížení na 1 pilotu:

$H_{max}=\sqrt{Z^2+Y^2}=\sqrt{(193^2+1^2)}=$	193,4532	$1,22*H_{max}=$	236 kN
--	----------	-----------------	--------

1.2.3.2 Dimenzování výztuže piloty

Posouzení výztuže proběhlo v programu GEO5 – Piloty.

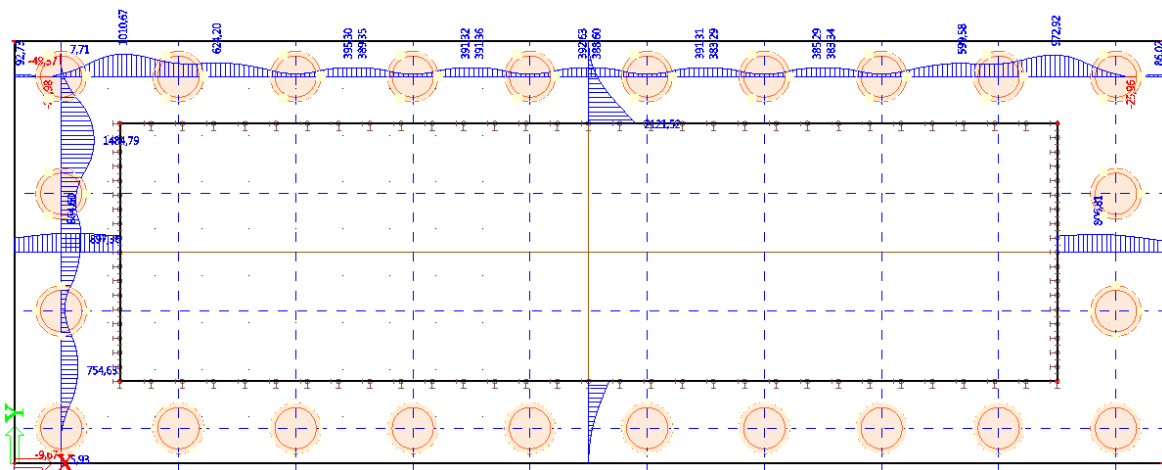


Obrázek 1-11 Posouzení výztuže piloty

1.2.3.3 Dimenzování ŽB desky

Železobetonovou desku, spojující piloty v jeden statický celek je třeba posoudit na porušení ohybovým momentem a porušení smykem. Ohybový moment vzniká od konzolového vyložení desky. Prvním případem porušení smykem je vznik smykové plochy podél hrany podpěry, vzhledem k rozměrům podpěry zřejmě nenastane protlačení podpěry deskou, ale vznik nesouvislých smykových ploch. Druhým způsobem porušení je protlačení krajní

Pro výpočet vnitřních sil byl vytvořen model ve studentské verzi programu SCIA Engineer 2013. Deska je modelována jako konzolově vyložená deska vetknutá při hraně podpěry a v místě pilot zatížená silami vypočtenými ze skupinového působení pilotového základu.



Material:					
Beton	C16/20	f_{ck}	16 MPa	γ_c	1,5
		f_{cd}	10,67 MPa		
Ocel	B 500B	f_{yk}	500 MPa	γ_s	1,15
		f_{yd}	434,78 MPa		

Stupeň vlivu prostředí:		XD2/XS2		
Konstrukční třída:		S6		
Průměr výztuže	ϕ	20 mm		
Krytí výztuže	$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}$			
	c_{min}	50 mm	$=\max\{c_{min,b};c_{min,dur};10\text{mm}\}$	
	Δc_{dev}	10 mm	$c_{min,b}$	20
			$c_{min,dur}$	50
	c_{nom}	60 mm		

Rozměry:					
Pilota:		Patka:		Podpěra:	
d= 1,08		b= 9,00m		b= 5,50m	
		l= 24,50m		l= 22,00m	
		t= 2,00m			

Posouzení ve směru osy X

Výpočet ohybové momentu:		Rozměry pro dimenzování:		
Výpočet byl proveden v programu SCIA		b	1000 mm	
M _{ed} =	2122,00 kNm	h	2000 mm	

Návrh výztuže:					
dolní(tažená)	vrstva	průměr ϕ	Vzdáleno st vložek	počet prutů ve vrstvě na	poloha od okraje
	1	28 mm	200	5	74 mm
plocha As1	3079 mm ²	d1	74 mm		
A _{s,min} =0,26*(f _{ctm} /f _{yk})*b*d≥0,0013*b*d					
A _{s,min} =	2504 mm ²				

Výpočet:					
d	1926 mm				
η	1,0				
λ	0,8				
F _s	1338592 N	=As*f _{yd}	=3079*435		
F _{cd}	1338592 N	=F _s			
x	157 mm	=F _{cd} /(b* λ * η *f _{cd})			
z	1863 mm	=d-0,5* λ *x			
ξ	0,081	=x/d	$\xi \leq \xi_t$ vyhoví		
$\xi_{bal,1}$	0,921	=700/(700+f _{yd})			
M _{Rd}	2494,14 kNm	=F _{cd} *z			
M _{ed}	2122,00 kNm				využití
Posouzení:					85,08%
M _{Rd}	2494,14 kNm	≥	M _{ed}	2122,00 kNm	VYHOVUJE

Posouzení na smyk				
Posouzení u líce podpory				
$V_{ed,max}=$		1 853 000 N		
$V_{r,max}=0,5*b_w*d*v_1*f_{cd}$		5 768 755 N	VYHOVUJE	
Posouzení vzniku smykové trhliny:				
trhlina vzniká ve vzdálenosti d od líce podpory				
zatěžovaná délka	$l=a-d$	$=1,75-1,93=$	$-0,176$	
→Smyková trhlina nevznikne, výztuž bude navržena dle konstrukčních zásad				

Posouzení ve směru osy Y

Výpočet ohybové momentu:		Rozměry pro dimenzování:		
Výpočet byl proveden v programu SCIA		b	1000 mm	
$M_{ed}=$	2871,00 kNm	h	2000 mm	

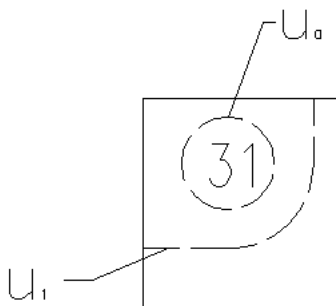
Návrh výztuže:					
dolní(tažená)	vrstva	průměr ϕ	Vzdálenost vložek [mm]	počet prutů ve vrstvě na 1bm	poloha od okraje
	1	28 mm	150	6,67	102 mm
plocha A_{s1}	4107 mm ²	d1	130 mm		
$A_{s,min}=0,26*(f_{ctm}/f_{yk})*b*d\geq 0,0013*b*d$					
$A_{s,min}=$	2431 mm ²				

Výpočet:				
d	1870 mm			
η	1,0			
λ	0,8			
F_s	1785681 N	$=A_s*f_{yd}$	$=4107*435$	
F_{cd}	1785681 N	$=F_s$		
x	209 mm	$=F_{cd}/(b*\lambda*\eta*f_{cd})$		
z	1786 mm	$=d-0,5*\lambda*x$		
ξ	0,112	$=x/d$	$\xi\leq\xi_{bal,1}$	vyhoví
$\xi_{bal,1}$	0,921	$=700/(700+f_{yd})$		

M_{Rd}	3189,76 kNm	$=F_{cd}*z$		
M_{ed}	2871,00 kNm			využití
Posouzení:				90,01%
M_{Rd}	3189,76 kNm	\geq	M_{ed}	2871,00 kNm VYHOVUJE

Posouzení na smyk					
Posouzení smykové trhliny vznikající podél hrany sloupu					
Posouzení u líce podpory					
Návrhová posouvající síla na 1bm ze SCIA					
$V_{ed,max}=$		1 735 000 N			
$V_{r,max}=0,5*b_w*d*v_1*f_{cd}$		5 601 024 N	VYHOVUJE		
Posouzení vzniku smykové trhliny:					
trhlina vzniká ve vzdálenosti d od líce podpěry					
zatěžova $l=a-d$		$=1,25-1,87=$	-0,62		
→Smyková trhlina nevznikne, výztuž bude navržena dle konstrukčních zásad					

Posouzení protlačení piloty deskou			
Rohová pilota			
$V_{ed}=$		6 103 kN	
maximální smyková únosnost			
$d=(d_y+d_z)/2$		1912 mm	
$v=0,6*(1-f_{ck}/250)$		0,5616	
$v_{Rd,max}=0,5*v*f_{cd}$		2995 kPa	
β		1,5	rohový sloup



Obrázek 1-13 Posuzované obvody na protlačení u rohové piloty

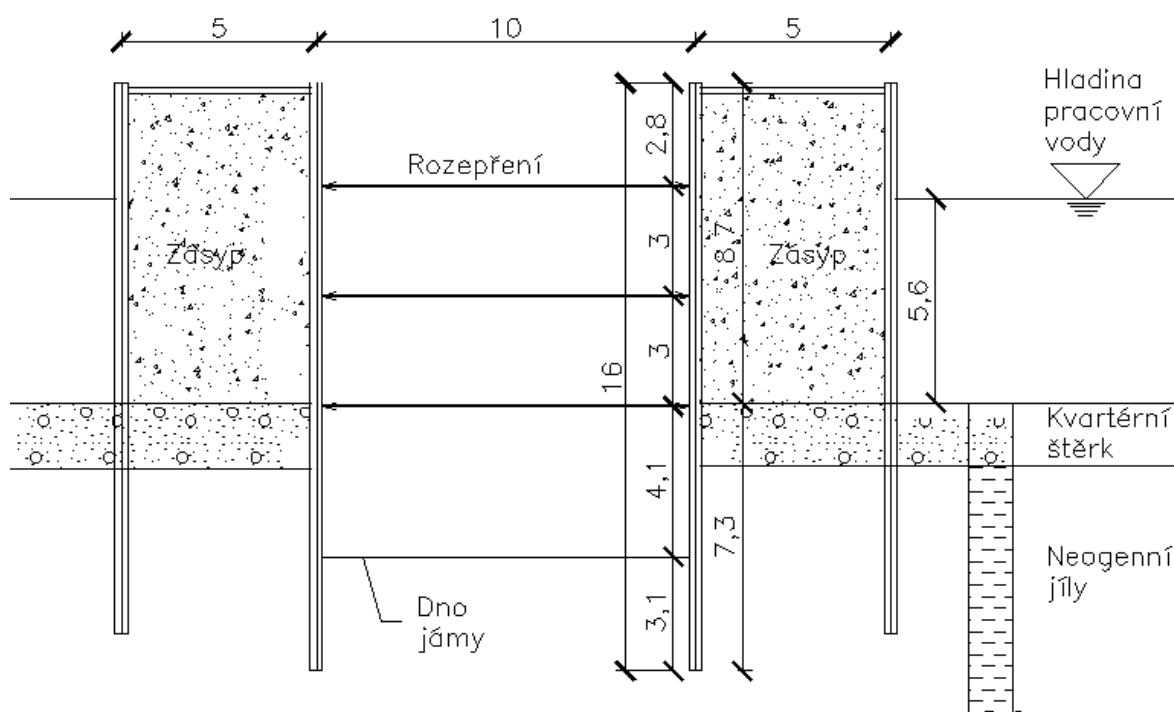
Únosnost bez smykové výztuže			
Posouzení bez smykové výztuže			
$k=1+(200/d)^{0,5} \leq 2,0$		1,32	
$v_{\min}=0,035*k^{1,5}*f_{ck}^{0,5}$		0,21	
$\sigma_{cp}=N_{ed}/A_c$		0	
minimální smyková únosnost			
$\min v_{rc}=v_{\min}+0,15\sigma_{cp}$		213 kPa	
únosnost prvku bez smykové výztuže			
$C_{rd,c}=0,18/\gamma_c$		0,12	
$\rho_l=v(\rho_{ly}+\rho_{lz})\leq 0,02$		0,0616021	
$V_{rc}=V_{rcm}+V_{rcn}=[C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+0,15*\sigma_{cp}]*b_w*d$			
$V_{rc}=\phantom{[C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+0,15*\sigma_{cp}]*b_w*d}$		734 kPa	
Posouzení			
$V_{rd}=\max(\min V_{rc};V_{rc})$		734 kPa	
$V_{ed}=\phantom{[C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+0,15*\sigma_{cp}]*b_w*d}$		969 kPa	
		NEVYHOVUJE!!!	
→Nutno navrhnout smykovou výztuž			

Návrh smykové výztuže		
průměr třmínku ϕ	10 mm	
počet stříhů na 1 obvod	10	
$A_{sw}=\phantom{[C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+0,15*\sigma_{cp}]*b_w*d}$	785 mm ²	
vzdálenost třmínků		
$s=\phantom{[C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+0,15*\sigma_{cp}]*b_w*d}$	300	
úhel třmínků		
$\alpha=\phantom{[C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+0,15*\sigma_{cp}]*b_w*d}$	90	
úhel tlačných diagonál (21,8°;45°)		
$\theta=\phantom{[C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+0,15*\sigma_{cp}]*b_w*d}$	30	
$v_1=0,6(1-f_{ck}/250)$	0,6	
únosnost smykové výztuže		
$f_{ywd,ef}=250+0,25*d\leq f_{ywd}$	435 MPa	
$v_{rd,cs}=0,75*v_{rd,c}+1,5*(A_{sw}/s_r)*f_{ywd,ef}/(u_i*d)*\sin\alpha$		
$v_{rs}=\phantom{[C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+0,15*\sigma_{cp}]*b_w*d}$	1 054 N	

Kontrolovaný obvod							
i	a [m]	u [m]	β	V_{ed}	$d=(d_y+d_z)/2$	$v_{ed}=\beta*V_{ed}/(u_i*d)$	v_{rs}
0	0	3,39	1,5	6 103 kN	1,898m	1422 kPa	2995 kPa
1	0,46	3,99	1,5	4 892 kN	1,898m	969 kPa	979 kPa
							VYHOVUJE

1.3 Jímka

Návrh jímky je totožný pro oba dva způsoby zakládání, liší se svými půdorysnými rozměry a detaily, které nejsou rozhodující pro posouzení jímky. Proto bude posouzena pouze jímka pro plošný základ s postupem výstavby, který je uveden v kapitole Zakládání. Jímka je navržena jako dvojitá z ocelových štětovic typu Larssen a vyplněná zahliněným zásypem. Posouzeny jsou stavy při odtěžování zásypu a odčerpávání vody z jímkové jámy a postupného rozpírání pomocí ocelových nosníků. Posouzení proběhlo v programu GEO5. Hydraulické prolomení dna není posuzováno, protože dle zkušeností a doporučení je daná hloubka zaberanění štětovic a šířka jímky dostatečnou ochranou.



Obrázek 1-14 Schéma dvojité jímky

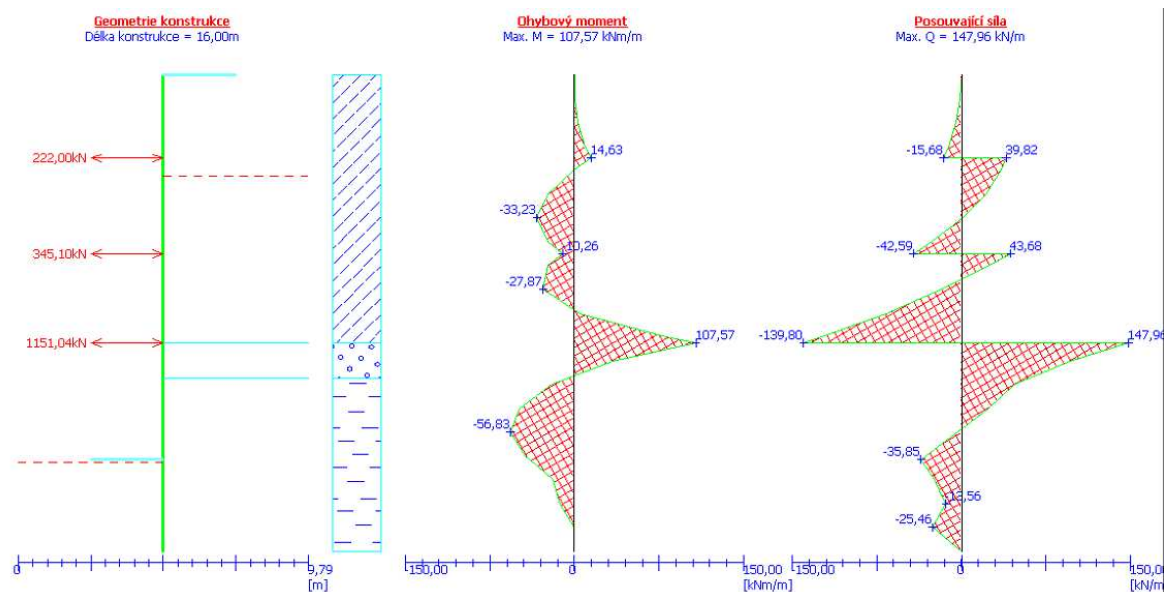
Navržená štětovnice je VL 503K 500x300x10,0mm. Byly posouzeny stavy při postupném odkopu a rozpírání. Extrémní zatížení nastává při úplném odkopu a odčerpání jímkové jámy. Posouzena byla vnitřní štětovnice zatížená zemním tlakem zásypu a tlakem vody.

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 147,96 kN/m
 Maximální moment = 107,57 kNm/m
 Maximální deformace = 10,3 mm

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	2,80	222,00
2	6,00	345,10
3	9,00	1151,04



Obrázek 1-15 Průběh vnitřních sil štětovnicové stěny

Vnější stabilita:

Výpočet
Posouzení stability svahu (Bishop)
Sumace aktivních sil : $F_a = 2367,91$ kN/m
Sumace pasivních sil : $F_p = 2579,12$ kN/m
Moment sesouvající : $M_a = 38099,65$ kNm/m
Moment vzdorující : $M_p = 41498,11$ kNm/m
Využití : 91,8 %
Stabilita svahu VÝHOVUJE

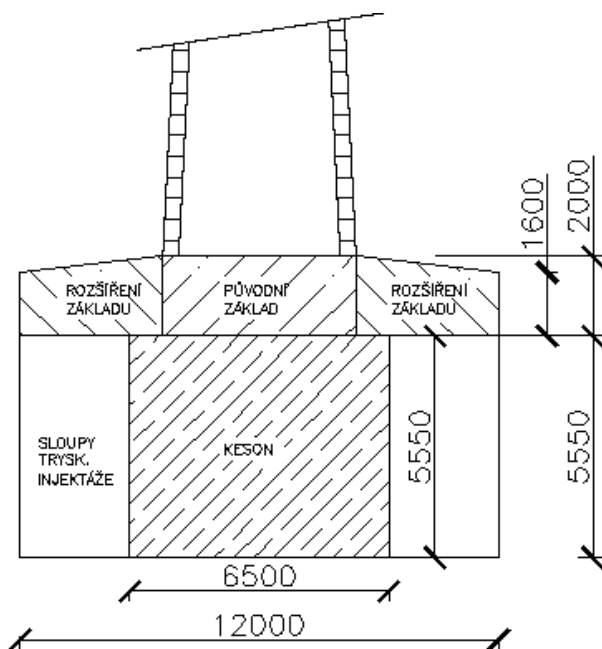
PAŽNICE	typ pažení	Štětovnice	
maximální moment	M_{\max} [kNm/m]	107,57	
návrhová mez kluzu	f_{yd} [kPa]	235000	
min. průřezový modul	$W_{\min}=M_{\max}/f_{yd}$ [m ³]	0,00046	
	návrh profilu	VL 503K	
průřezový modul	W [m ³ /m]	0,0013	
moment na mezi únosnosti	$M_{rd}=f_{yd}*W$ [kNm]	305,50	
posudek	M_{ed}/M_{rd}	0,35	VYHOVUJE

Profil	HEB 300			
f_y	2,35E+05	Šířka průřezu	b	300
A	1,49E-02	Výška průřezu	h	300
E	2,10E+08	Tloušťka příruby	t	19
G	8,10E+07	Tloušťka stojiny	s	11
$\gamma_{m1}=$	1	$\epsilon=$	1	třída
třída průřezu stojina	27,3	\leq	33	1
třída průřezu příruba	7,9	\leq	33	1
				1

Únosnost v tlaku	y-y	z-z
křivka vzpěrné pevnosti	a	b
součinitel imperfekce α	0,21	0,34
A [m ²]	1,49E-02	1,49E-02
L _{cr} [m]	10	10
I [m ⁴]	2,52E-04	8,56E-05
i [m]	1,30E-01	7,58E-02
$\lambda_1=93,9*\epsilon$	93,90	93,90
$\lambda=L_{cr}/i$	76,92	131,93
$\underline{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	0,82	1,40
N_{cr}	5216,78	1774,16
$\underline{\lambda}$	0,82	1,40
ϕ	0,90	1,69
χ	0,78	0,38
$N_{b,rd}=\chi*A*f_y/\gamma_{m1}$	2 747kN	1 329kN
N_{ed}	1 151kN	1 151kN
Posouzení	VYHOVUJE	VYHOVUJE

2 PODPĚRA 5

U podpěry 5 je navrženo rozšíření stávajícího kesonového základu a podchycení pomocí tryskové injecktáže. Rozšířený základ bude pak staticky působit jako celistvý plošný základ. Navržené rozměry celého základu jsou $b \times l \times t$ 12,0*26,0*7,55m z toho je část rozšířená železobetonová deska rozměrů 12,0*26,0*2,0m.



Obrázek 2-1 Schéma založení podpěry 5

2.1 Mezní stav únosnosti GEO – neodvodněné podmínky

Přestože se jedná o stávající základ a podloží pod stávajícím základem je již plně zkonsolidované, bude kvůli rozšíření základu a zvětšení zatížení posouzena dočasná návrhová situace za neodvodněných podmínek.

Dočasná kombinace – návrhové hodnoty

<u>Zemina:</u>				Návrhový přístup	1A	Návrhové hodnoty
Název:	Jíl	$E_{def}=$	8,00MPa		γ_m	X/γ_m
Symbol:	Cl (F6)	$v=$	0,40MPa	$\gamma=$	20,00kN/m ³	1,00
		$\beta=$	0,47MPa	$c_u=$	80,00kN/m ³	1,00
		$\gamma_{sat}=$	21,00MPa	$\varphi_u=$	0,00kN/m ³	1,00
		$\gamma_w=$	10,00MPa	$c_{ef}=$	15,00kN/m ³	1,00
		$\gamma'=$	21,00MPa	$\varphi_{ef}=$	19,00kN/m ³	1,00
		$\gamma_{bet}=$	22,00MPa	$tg\varphi_{ef}=$	0,34	1,00
						0,34

<u>Rozměry:</u>	<u>Zatížení:</u>	<u>Eff. Rozměry:</u>
$b=$ 12,00m	$Z_{ed}=$ 92 381 kN	$e_x=(X_d \cdot h + My_{ed})/(Z_{ed}+G)=$ 0,60m
$l=$ 26,00m	$X_{ed}=$ 2 999 kN	$e_y=(Y_d \cdot h + Mx_{ed})/(Z_{ed}+G)=$ 0,59m
$t=$ 7,50m	$My_{ed}=$ 58 698 kN	$b_{eff}=b-2e_x=$ 10,81m
$d=$ 6,50m	$Y_{ed}=$ 1 735 kN	$l_{eff}=l-2e_y=$ 24,83m
HPV= 0,00m	$Mx_{ed}=$ 66 606 kN	$A_{eff}=b_{eff} \cdot l_{eff}=$ 268,32m ²
	$q=\gamma_{sat} \cdot d=$ 136,50kPa	$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$
	$G=\gamma_G \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w) \cdot V=$ 58 968 kN	
		VYHOVUJE

<u>Výpočet:</u>			
Součinitel sklonu základové spáry			
α	0,00°	0,00rad	sklon základové spáry
$b_c=1-2\alpha/(\pi+2)$		1	
Součinitel tvaru základu			
$s_c=1+0,2B'/L'$		1,09	pro obdélník
Součinitel šikmosti zatížení			
$H \leq A'c_u$		3465	
$i_c=0,5[1+v(1-H/A'c_u)]$		0,96	
Únosnost základové spáry			
$R/A' = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q$			$=(2+3,14) \cdot 80 \cdot 1 \cdot 1,09 \cdot 0,96 + 136,5$
$R/A'=$		564,79kPa	
$\sigma_{de}=(Z_{de}+G)/A_{ef}$		564,06kPa	

<u>Posouzení:</u>					využití
$R/A' = 564,79 \text{ kPa}$	\geq	$\sigma_{de} = 564,06 \text{ kPa}$			99,87%
					VYHOVUJE
Odolnost proti usmyknutí					
$R_{dh} = A_{ef} * c_u$		$= 268,32 * 80 =$	21 466 kN		
$H_d = \sqrt{X_d^2 + Y_d^2}$		$= \sqrt{2999^2 + 1735^2} =$	3 465 kN		využití
<u>Posouzení:</u>					16,14%
$R_{dh} = 21 466 \text{ kN}$	\geq	$H_d = 3 465 \text{ kN}$			VYHOVUJE

2.2 Mezní stav únosnosti GEO – odvodněné podmínky

Posouzení na trvalou návrhovou situaci je v provedeno za odvodněných podmínek - v efektivních parametrech zeminy. Posouzeny jsou tři kombinace zatížení pro maximální hodnotu Z, My a Mx. Hloubka výmolů je uvažována 3m, hloubka založení daná polohou původního základu je tedy 3m.

1) Kombinace zatížení pro maximální svislou sílu Z – návrhové hodnoty

<u>Zatížení:</u>		<u>Eff. Rozměry:</u>	
$Z_{ed} = 124 647 \text{ kN}$		$e_x = (X_d * h + M_{y_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	0,08m
$X_{ed} = 734 \text{ kN}$		$e_y = (Y_d * h + M_{x_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	0,13m
$M_{y_{ed}} = 7 843 \text{ kN}$		$b_{eff} = b - 2e_x =$	11,83m
$Y_{ed} = 114 \text{ kN}$		$l_{eff} = l - 2e_y =$	25,74m
$M_{x_{ed}} = 20 131 \text{ kN}$		$A_{eff} = b_{eff} * l_{eff} =$	304,55m ²
$q = \gamma_{sat} * d = 63,00 \text{ kPa}$		$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$	0,001 ≤ 1,00
$G = \gamma_G * (\gamma_{bet} - \gamma_w) * V = 47 385 \text{ kN}$			VYHOVUJE

<u>Výpočet:</u>					
Součinitelé únosnosti			Součinitelé šikmosti zatížení		
$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$	5,80		$m_b = [2 + (b'/l')]/[1 + (b'/l')]$		1,69
$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$	13,93		$m_l = [2 + (l'/b')]/[1 + (l'/b')]$		1,31
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$	3,30		$m = m_\theta = m_l \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta$		1,68
Součinitelé sklonu základové spáry			$H = \sqrt{X^2 + Y^2}$		742,98
α	0,00°	0,00rad	θ		1,42rad
$b_q = b_\gamma (1 - \alpha \tan \varphi')^2$	1,00		$i_q = [1 - H / (Z + A'c' \cot \varphi')]^m$		0,99
$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$	1,00		$i_\gamma = [1 - H / (Z + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$		0,99
Součinitelé tvaru základu			$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi')$		0,99
$s_q = 1 + (b'/l') \sin \varphi'$	1,16	pro obdélník			
$s_\gamma = 1 - 0,3b'/l'$	0,86	pro obdélník			
$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	1,19	pro obdélník			

Únosnost základové spáry					
$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$					
$R/A' =$	1012,44kPa	$= 15 \cdot 13,93 \cdot 1 \cdot 1,19 \cdot 0,99 + 63 \cdot 5,8 \cdot 1 \cdot 1,16 \cdot 0,99 + 0,5 \cdot 21 \cdot 11,83 \cdot 3,3 \cdot 1 \cdot 0,86 \cdot 0,99$			
$\sigma_{de} = (Z_{de} + G) / A_{ef}$	564,88kPa	$= (124647 + 47385) / 304,55$			
				využití	
<u>Posouzení:</u>				55,79%	
$R/A' =$	1012,44kPa	\geq	$\sigma_{de} =$	564,88kPa	VYHOVUJE
Odolnost proti usmyknutí					
$R_{dh} = Z_d \cdot \tan \varphi' + A_{ef} \cdot c'$	63 803 kN	$= 172032 \cdot 0,34 + 304,55 \cdot 15$			
$H_d = \sqrt{X_d^2 + Y_d^2}$	743 kN	$= \sqrt{734^2 + 114^2}$			
				využití	
<u>Posouzení:</u>				1,16%	
$R_{dh} =$	63 803 kN	\geq	$H_d =$	743 kN	VYHOVUJE

2) Kombinace zatížení pro maximální moment M_y – návrhové hodnoty

Zatížení:		Eff. Rozměry:	
$Z_{ed} = 112\,005\text{ kN}$		$e_x = (X_d \cdot h + M_{y_{ed}}) / (Z_{ed} + G) = 0,34\text{m}$	
$X_{ed} = 1\,842\text{ kN}$		$e_y = (Y_d \cdot h + M_{x_{ed}}) / (Z_{ed} + G) = 0,25\text{m}$	
$M_{y_{ed}} = 36\,048\text{ kN}$		$b_{eff} = b - 2e_x = 11,32\text{m}$	
$Y_{ed} = 29\text{ kN}$		$l_{eff} = l - 2e_y = 25,49\text{m}$	
$M_{x_{ed}} = 37\,200\text{ kN}$		$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} = 288,61\text{m}^2$	
$q = \gamma_{sat} \cdot d = 60,00\text{ kPa}$		$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$	$0,01 \leq 1,00$
$G = \gamma_G \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w) \cdot V = 47\,385\text{ kN}$			VYHOVUJE

Výpočet:				
Součinitelé únosnosti			Součinitelé šikmosti zatížení	
$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$	6,40		$m_b = [2 + (b'/l')] / [1 + (b'/l')]$	1,69
$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$	14,83		$m_l = [2 + (l'/b')] / [1 + (l'/b')]$	1,31
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$	3,93		$m = m_\theta = m_l \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta$	1,69
Součinitelé sklonu základové spáry			$H = \sqrt{X^2 + Y^2}$	1842,23
α	0,00°	0,00rad	θ	1,55rad
$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$	1,00		$i_q = [1 - H / (Z + A'c' \cot \varphi')]^m$	0,97
$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$	1,00		$i_\gamma = [1 - H / (Z + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$	0,96
Součinitelé tvaru základu			$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi')$	0,97
$s_q = 1 + (b'/l') \sin \varphi'$	1,16	pro obdélník		
$s_\gamma = 1 - 0,3b'/l'$	0,87	pro obdélník		
$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	1,19	pro obdélník		

Únosnost základové spáry					
$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot l_\gamma$					
$R/A' = 875,15\text{ kPa}$	$= 15 \cdot 14,83 \cdot 1 \cdot 1,19 \cdot 0,97 + 60 \cdot 6,4 \cdot 1 \cdot 1,16 \cdot 0,97 + 0,5 \cdot 10 \cdot 11,32 \cdot 3,93 \cdot 1 \cdot 0,87 \cdot 0,96$				
$\sigma_{de} = (Z_{ed} + G) / A_{ef}$	552,26 kPa	$= (112005 + 47385) / 288,61$			
Posouzení:				využití	
$R/A' = 875,15\text{ kPa}$	\geq	$\sigma_{de} = 552,26\text{ kPa}$	VYHOVUJE	63,10%	
Odolnost proti usmyknutí					
$R_{dh} = Z_d \cdot \tan \varphi' + A_{ef} \cdot c$	62 342 kN	$= 159390 \cdot 0,36 + 288,61 \cdot 15$			
$H_d = \sqrt{X_d^2 + Y_d^2}$	1 842 kN	$= \sqrt{1842^2 + 29^2}$			
Posouzení:				využití	
$R_{dh} = 62\,342\text{ kN}$	\geq	$H_d = 1\,842\text{ kN}$	VYHOVUJE	2,96%	

3) Kombinace zatížení pro maximální moment M_x – návrhové hodnoty

Zatížení:		Eff. Rozměry:		
$Z_{ed} = 119\,894\text{ kN}$		$e_x = (X_d \cdot h + M_{y_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	$0,00\text{m}$	
$X_{ed} = 0\text{ kN}$		$e_y = (Y_d \cdot h + M_{x_{ed}}) / (Z_{ed} + G) =$	$1,04\text{m}$	
$M_{y_{ed}} = 0\text{ kN}$		$b_{eff} = b - 2e_x =$	$12,00\text{m}$	
$Y_{ed} = 3\,095\text{ kN}$		$l_{eff} = l - 2e_y =$	$23,92\text{m}$	
$M_{x_{ed}} = 137\,892\text{ kN}$		$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} =$	$287,05\text{m}^2$	
$q = \gamma_{sat} \cdot d = 60,00\text{ kPa}$		$(3e_x/B)^2 + (3e_y/L)^2 \leq 1$	$0,01 \leq 1,00$	
$G = \gamma_G \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w) \cdot V = 47\,385\text{ kN}$				VYHOVUJE

Výpočet:					
Součinitelé únosnosti			Součinitelé šikmosti zatížení		
$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$	6,40		$m_b = [2 + (b'/l')] / [1 + (b'/l')]$	1,67	
$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$	14,83		$m_l = [2 + (l'/b')] / [1 + (l'/b')]$	1,33	
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$	3,93		$m = m_\theta = m_l \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta$	1,33	
Součinitelé sklonu základové spáry			$H = \sqrt{X^2 + Y^2}$		3095,06
α	0,00°	0,00rad	θ		0,00rad
$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$	1,00		$i_q = [1 - H / (Z + A'c' \cot \varphi')]^m$	0,97	
$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$	1,00		$i_\gamma = [1 - H / (Z + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$	0,95	
Součinitelé tvaru základu			$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi')$	0,96	
$s_q = 1 + (b'/l') \sin \varphi'$	1,18	pro obdélník			
$s_\gamma = 1 - 0,3b'/l'$	0,85	pro obdélník			
$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	1,21	pro obdélník			

Únosnost základové spáry					
$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot l_\gamma$					
$R/A' =$	887,56kPa	$= 15 \cdot 14,83 \cdot 1 \cdot 1,21 \cdot 0,96 + 60 \cdot 6,4 \cdot 1 \cdot 1,18 \cdot 0,97 + 0,5 \cdot 10 \cdot 12 \cdot 3,93 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 0,95$			
$\sigma_{de} = (Z_{de} + G) / A_{ef}$	582,74kPa	$= (119894 + 47385) / 287,05$			
Posouzení:					využití
$R/A' = 887,56\text{kPa}$	\geq	$\sigma_{de} = 582,74\text{kPa}$	VYHOVUJE	65,66%	
Odolnost proti usmyknutí					
$R_{dh} = Z_d \cdot \tan \varphi' + A_{ef} \cdot c$	65 190 kN	$= 167279 \cdot 0,36 + 287,05 \cdot 15$			
$H_d = \sqrt{X_d^2 + Y_d^2}$	3 095 kN	$= \sqrt{0^2 + 3095^2}$			
Posouzení:					využití
$R_{dh} = 65\,190\text{ kN}$	\geq	$H_d = 3\,095\text{ kN}$	VYHOVUJE	4,75%	

2.3 Mezní stav použitelnosti – sedání

<u>Zemina:</u>	Symbol:	h [m]	E_{def} [MPa]	ν [-]	β $=1-2\nu^2/(1-\nu)$	m	E_{oed} [MPa] $=E_{def}/\beta$
Jíl	Cl	0	8,00	0,40	0,47	0,2	17,02
Jílovec	R5	14	50,00	0,25	0,83	0,2	60,00
		γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ_{ef} [°]	$tg\varphi_{ef}$	c_{ef} [kPa]
Jíl	saCl	20,00	21,00	21,00	20,00	0,36	15,00
Jílovec	R5	23,00	23,00	23,00	23,00	0,42	90,00

Materiál:	Název:	Symbol:	$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_m$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	ν [-]	G [MPa]	γ [kN/m ³]
	Beton	C16/20	10,67	29000,00	0,2	12083,33	25,00
	Trysková injektáž	Ti	3,00	1000,00	0,2	416,67	22,00

<u>Rozměry:</u>	Celého základu:		Bet. Deska:		Trysk. Injektáž:		
d=	7,55m	b=	12,00m	b=	12,00m	b=	12,00m
HPV=	0,00m	l=	26,00m	l=	26,00m	l=	26,00m
z _c =	100,00m	t=	7,55m	t=	2,00m	t=	5,55m

Posouzení tuhosti základu			
Trysková injektáž x zemina			
$k = (E_{ti} / E_{def}) * (t/B)^3$	31,13	≥	1
$k = (E_{ti} / E_{def}) * (t/L)^3$	3,06	≥	1

1) Kombinace pro maximální svislou sílu Z – charakteristické hodnoty

<u>Zatížení:</u>	
	$Z_k = 91\,647\text{ kN}$
	$X_k = 489\text{ kN}$
	$M_{y_k} = 5\,229\text{ kN}$
	$Y_k = 76\text{ kN}$
	$M_{x_k} = 15\,397\text{ kN}$
	$q = \gamma_{sat} * d = 158,55\text{ kPa}$
	$G = \gamma_G * (\gamma_{bet} - \gamma_w) * V = 40\,688\text{ kN}$

Napětí v základové spáře od Z	$\sigma_z = (Z+G)/A$	424 kPa
	$= (91647 + 40688) / (12 \cdot 26)$	
Napětí v základové spáře od M_y	$\sigma_{My} = (M_y + X \cdot t) \cdot 6 / I_b^2$	14 kPa
	$= (5229 + 489 \cdot 8) \cdot 6 / (26 \cdot 12^2)$	
Napětí v základové spáře od M_x	$\sigma_{Mx} = (M_x + Y \cdot t) \cdot 6 / I_l^2$	12 kPa
	$= (15397 + 76 \cdot 8) \cdot 6 / (12 \cdot 26^2)$	
Původní geostatické napětí v z.s.	$\sigma_{or,0} = \gamma \cdot d$	159 kPa
	$= 21 \cdot 7,55$	
Rovnoměrné napětí B	$\sigma_{k,B} = \sigma_z - \sigma_{My} - \sigma_{or,0}$	251 kPa
	$= 424 - 14 - 159$	
Trojúhelníkové napětí B	$\sigma_{t,B} = 2 \cdot \sigma_{My}$	29 kPa
	$= 2 \cdot 14$	
Rovnoměrné napětí L	$\sigma_{k,B} = \sigma_z - \sigma_{Mx} - \sigma_{or,0}$	254 kPa
	$= 424 - 12 - 159$	
Trojúhelníkové napětí L	$\sigma_{t,B} = 2 \cdot \sigma_{Mx}$	24 kPa
	$= 2 \cdot 12$	

Sedání B	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,037	≤	0,08
	0,037	0,037	Naklonění základové patky $\Delta s/b$		0	≤	0,003
Sedání L	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,038	≤	0,08
	0,038	0,038	Naklonění základové patky $\Delta s/l$		0	≤	0,003

i	h_i [m]	z_i [m]	d/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	z_{ri}	γ_i [kN/m ³]	$\sigma_{or,i} = \gamma \cdot (z+d)$	m	$m \cdot \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]
1	1	0,5	15,10	1,92	200,00	1,00	0,96	21,00	178,69	0,2	35,74	17,02
2	1	1,5	5,03	1,84	66,67	1,00	2,76	21,00	216,46	0,2	43,29	17,02
3	2	3	2,52	1,73	33,33	1,00	5,18	21,00	267,38	0,2	53,48	17,02
4	2	5	1,51	1,60	20,00	1,00	8,01	21,00	326,69	0,2	65,34	17,02
5	2	7	1,08	1,50	14,29	1,00	10,51	23,00	384,38	0,2	76,88	60,00
6	2	9	0,84	1,43	11,11	1,00	12,83	23,00	437,67	0,2	87,53	60,00
7	2	11	0,69	1,37	9,09	1,00	15,04	23,00	488,37	0,2	97,67	60,00
8	2	13	0,58	1,32	7,69	1,00	17,17	23,00	537,50	0,2	107,50	60,00
9	2	15	0,50	1,28	6,67	1,00	19,27	23,00	585,64	0,2	117,13	60,00
10	2	17	0,44	1,25	5,88	1,00	21,33	23,00	633,11	0,2	126,62	60,00

			Sedání pro konstantní napětí				Sedání pro konstantní napětí			
			B				L			
i	z _i /b	l ₂	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]
1	0,08	0,96	242,23	206,50	17,02	0,012	244,63	208,90	17,02	0,012
2	0,23	0,76	191,47	148,17	17,02	0,009	193,36	150,07	17,02	0,009
3	0,43	0,57	143,61	90,13	17,02	0,011	145,03	91,55	17,02	0,011
4	0,67	0,44	111,75	46,41	17,02	0,005	112,86	47,52	17,02	0,006
5	0,88	0,37	92,77	15,90	60,00	0,001	93,69	16,82	60,00	0,001
6	1,07	0,32	79,25	-8,29	60,00	0,000	80,03	-7,50	60,00	0,000
						0,037				
										0,038

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			B		nezatížená hrana		B		zatížená hrana		
i	zi/b	l3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	l4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]
1	0.08	0.01	0.36	-35.38	17.02	0.000	0.24	6.79	-28.95	17.02	0.000

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí					
			L		nezatížená hrana		L		zatížená hrana			
i	zi/l	l3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	l4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	
1	0,04	0,01	0,14	-35,60	17,02	0,000	0,24	5,77	-29,97	17,02	0,000	

2) Kombinace pro maximální moment M_y – charakteristické hodnoty

<u>Zatížení:</u>	
	Z _k = 82 748 kN
	X _k = 1 228 kN
	M _{y,k} = 24 032 kN
	Y _k = 18 kN
	M _{x,k} = 27 156 kN
	q=γ _{sat} *d= 115,50kPa
	G=γ _G *(γ _{bet} -γ _w)*V= 31 590 kN

Napětí v základové spáře od Z	$\sigma_z=(Z+G)/A$		366 kPa
	$=(82748+31590)/(12*26)$		
Napětí v základové spáře od M_y	$\sigma_{My}=(M_y+X*t)*6/Ib^2$		49 kPa
	$=(24032+1228*6)*6/(26*12^2)$		
Napětí v základové spáře od M_x	$\sigma_{Mx}=(M_x+Y*t)*6/bl^2$		20 kPa
	$=(27156+18*6)*6/(12*26^2)$		
Původní geostatické napětí v z.s.	$\sigma_{or,0}=\gamma*d$		116 kPa
	$=21*5,5$		
Rovnoměrné napětí B	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{My}-\sigma_{or,0}$		202 kPa
	$=366-49-116$		
Trojúhelníkové napětí B	$\sigma_{t,B}=2*\sigma_{My}$		99 kPa
	$=2*49$		
Rovnoměrné napětí L	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{Mx}-\sigma_{or,0}$		231 kPa
	$=366-20-116$		
Trojúhelníkové napětí L	$\sigma_{t,B}=2*\sigma_{Mx}$		40 kPa
	$=2*20$		

Sedání B	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,030	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,030	0,030	Naklonění základové patk	$\Delta s/b$	0	≤	0,003	VYHOVUJE
Sedání L	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,036	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,036	0,036	Naklonění základové patk	$\Delta s/l$	0	≤	0,003	VYHOVUJE

i	h_i [m]	z_i [m]	d/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	z_{ri}	γ_i [kN/m ³]	$\sigma_{or,i}=\gamma*(z+d)$	m	$m*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]
1	1	0,5	11,00	1,90	200,00	1,00	0,95	21,00	135,48	0,2	27,10	17,02
2	1	1,5	3,67	1,80	66,67	1,00	2,69	21,00	172,07	0,2	34,41	17,02
3	2	3	1,83	1,65	33,33	1,00	4,96	21,00	219,68	0,2	43,94	17,02
4	2	5	1,10	1,51	20,00	1,00	7,54	21,00	273,85	0,2	54,77	17,02
5	2	7	0,79	1,41	14,29	1,00	9,84	23,00	326,82	0,2	65,36	60,00
6	2	9	0,61	1,33	11,11	1,00	12,01	23,00	376,68	0,2	75,34	60,00
7	2	11	0,50	1,28	9,09	1,00	14,11	23,00	424,97	0,2	84,99	60,00
8	2	13	0,42	1,24	7,69	1,00	16,17	23,00	472,41	0,2	94,48	60,00
9	2	15	0,37	1,21	6,67	1,00	18,21	23,00	519,35	0,2	103,87	60,00
10	2	17	0,32	1,19	5,88	1,00	20,24	23,00	565,94	0,2	113,19	60,00

			Sedání pro konstantní napětí				Sedání pro konstantní napětí			
			B				L			
i	z _i /b	l ₂	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]
1	0,08	0,96	194,36	167,26	17,02	0,010	222,48	195,39	17,02	0,011
2	0,22	0,76	153,62	119,21	17,02	0,007	175,85	141,44	17,02	0,008
3	0,41	0,57	115,22	71,29	17,02	0,008	131,90	87,96	17,02	0,010
4	0,63	0,44	89,66	34,89	17,02	0,004	102,64	47,87	17,02	0,006
5	0,82	0,37	74,44	9,07	60,00	0,000	85,21	19,84	60,00	0,001
6	1,00	0,32	63,59	-11,75	60,00	0,000	72,79	-2,55	60,00	0,000
						0,030				

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			B	nezatížená hrana			B	zatížená hrana			
i	zi/b	l3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]	l4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	S_i [m]
1	0,08	0,01	1,24	-25,86	17,02	0,000	0,24	23,43	-3,67	17,02	0,000

		Sedání pro trojúhelníkové napětí					Sedání pro trojúhelníkové napětí				
		L		nezatížená hrana			L		zatížená hrana		
i	z _i /l	l ₃	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	S _i [m]	l ₄	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	S _i [m]
1	0,04	0,01	0,23	-26,86	17,02	0,000	0,24	9,84	-17,25	17,02	0,000

3) Kombinace pro maximální moment M_x – charakteristické hodnoty

Zatížení:		
	Z _k =	88 025 kN
	X _k =	0 kN
	M _{y,k} =	0 kN
	Y _k =	2 069 kN
	M _{x,k} =	95 617 kN
	q=γ _{sat} *d=	115,50kPa
	G=γ _G *(γ _{bet} -γ _w)*V=	31 590 kN

Napětí v základové spáře od Z	$\sigma_z=(Z+G)/A$		383 kPa
	$=(88025+31590)/(12*26)$		
Napětí v základové spáře od My	$\sigma_{My}=(My+X*t)*6/lb^2$		0 kPa
	$=(0+0*6)*6/(26*12^2)$		
Napětí v základové spáře od Mx	$\sigma_{Mx}=(Mx+Y*t)*6/bl^2$		79 kPa
	$=(95617+2069*6)*6/(12*26^2)$		
Původní geostatické napětí v z.s.	$\sigma_{or,0}=\gamma*d$		110 kPa
	$=50*5,5$		
Rovnoměrné napětí B	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{My}-\sigma_{or,0}$		273 kPa
	$=383-0-110$		
Trojúhelníkové napětí B	$\sigma_{t,B}=2*\sigma_{My}$		0 kPa
	$=2*0$		
Rovnoměrné napětí L	$\sigma_{k,B}=\sigma_z-\sigma_{Mx}-\sigma_{or,0}$		194 kPa
	$=383-79-110$		
Trojúhelníkové napětí L	$\sigma_{t,B}=2*\sigma_{Mx}$		158 kPa
	$=2*79$		

Sedání B	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,047	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,047	0,047	Naklonění základové patky	$\Delta s/b$	0,00000	≤	0,003	VYHOVUJE
Sedání L	hrana A	hrana B	průměrné sedání		0,028	≤	0,08	VYHOVUJE
	0,028	0,029	Naklonění základové patky	$\Delta s/l$	0,00003	≤	0,003	VYHOVUJE

i	h_i [m]	z_i [m]	d/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	z_{ri}	γ_i [kN/m ³]	$\sigma_{or,i}=\gamma*(z+d)$	m	$m*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]
1	1	0,5	11,00	1,90	200,00	1,00	0,95	21,00	135,48	0,2	27,10	17,02
2	1	1,5	3,67	1,80	66,67	1,00	2,69	21,00	172,07	0,2	34,41	17,02
3	2	3	1,83	1,65	33,33	1,00	4,96	21,00	219,68	0,2	43,94	17,02
4	2	5	1,10	1,51	20,00	1,00	7,54	21,00	273,85	0,2	54,77	17,02
5	2	7	0,79	1,41	14,29	1,00	9,84	23,00	326,82	0,2	65,36	60,00
6	2	9	0,61	1,33	11,11	1,00	12,01	23,00	376,68	0,2	75,34	60,00
7	2	11	0,50	1,28	9,09	1,00	14,11	23,00	424,97	0,2	84,99	60,00
8	2	13	0,42	1,24	7,69	1,00	16,17	23,00	472,41	0,2	94,48	60,00
9	2	15	0,37	1,21	6,67	1,00	18,21	23,00	519,35	0,2	103,87	60,00
10	2	17	0,32	1,19	5,88	1,00	20,24	23,00	565,94	0,2	113,19	60,00

Sedání pro konstantní napětí						Sedání pro konstantní napětí				
B						L				
i	z _i /b	l ₂	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]
1	0,08	0,96	263,52	236,42	17,02	0,014	187,23	160,14	17,02	0,009
2	0,22	0,76	208,29	173,88	17,02	0,010	147,99	113,58	17,02	0,007
3	0,41	0,57	156,23	112,29	17,02	0,013	111,00	67,07	17,02	0,008
4	0,63	0,44	121,57	66,80	17,02	0,008	86,38	31,61	17,02	0,004
5	0,82	0,37	100,93	35,56	60,00	0,001	71,71	6,34	60,00	0,000
6	1,00	0,32	86,21	10,88	60,00	0,000	61,26	-14,08	60,00	0,000
7	1,18	0,27	74,81	-10,19	60,00	0,000	53,15	-31,84	60,00	0,000
						0,047				0,028

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí					
			B	nezatížená hrana			B	zatížená hrana				
i	zi/b	l3	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	l4	$\sigma_{z,i}$	$\sigma_{z,i}-0,2*\sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$ [MPa]	s_i [m]	
1	0.08	0.01	0.00	-27.10	17.02	0.000	0.24	0.00	-27.10	17.02	0.000	

			Sedání pro trojúhelníkové napětí				Sedání pro trojúhelníkové napětí				
			L	nezatížená hrana			L	zatížená hrana			
i	z _i /l	l ₃	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]	l ₄	σ _{z,i}	σ _{z,i} -0,2*σ _{or,i}	E _{oed,i} [MPa]	s _i [m]
1	0,04	0,01	0,92	-26,18	17,02	0,000	0,24	38,64	11,55	17,02	0,001
2	0,10	0,02	2,53	-31,88	17,02	0,000	0,23	36,85	2,43	17,02	0,000
3	0,19	0,03	4,37	-39,56	17,02	0,000	0,22	34,17	-9,77	17,02	0,000
						0,000					0,001

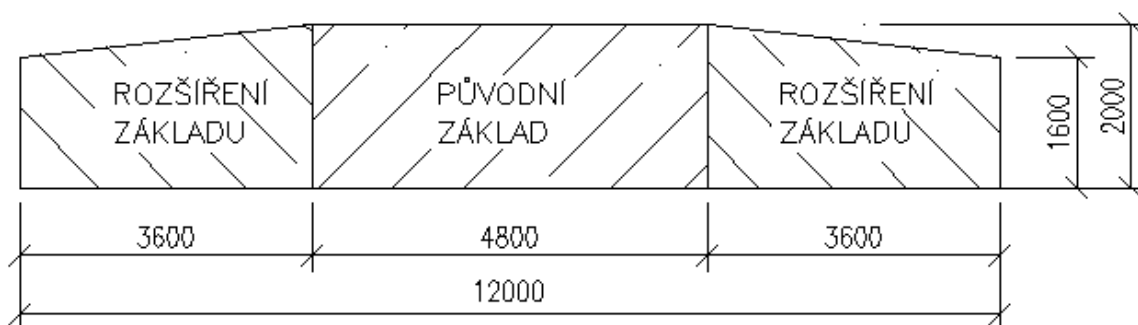
2.4 Vnitřní únosnost základu MSÚ STR

2.4.1 Trysková injektáž

Sloupy tryskové injektáže jsou navrženy průměru 1000mm o minimální návrhové pevnosti 3MPa. Sloupy budou provedeny dvoufázovou vodní technologií. K ověření požadovaných vlastností TI bude vytvořeno zkušební pole.

Posouzení únosnosti tryskové injektáže:					
maximální návrhové napětí v základové spáře $\sigma_{de} =$					
582,74 kPa					
návrhová pevnost tryskové injektáže $f_d =$					
3000,00 kPa					
Posouzení:				využití	
$f_d = 3000,00 \text{ kPa}$	\geq	$\sigma_{de} = 582,74 \text{ kPa}$		19,42%	
					VYHOVUJE

2.4.2 Železobetonová deska



Obrázek 2-2 Příčný řez deskou

Materiál:					
Beton	C16/20	f_{ck}	16 MPa	γ_c	1,5
		f_{cd}	10,67 MPa		
Ocel	B 500B	f_{yk}	500 MPa	γ_s	1,15
		f_{yd}	434,78 MPa		

Stupeň vlivu prostředí:		XD2/XS2		
Konstrukční třída:		S6		
Průměr výztuže	ϕ	20 mm		
Krytí výztuže	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$			
	c_{min}	50 mm	$= \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\}$	
	Δc_{dev}	10 mm	$c_{min,b}$	20
			$c_{min,dur}$	50
	c_{nom}	60 mm		

Zatížení:			Rozměry:			
$Z_{ed} =$	119 894 kN		Patka:		Podpěra:	
$A_{eff} = b_{eff} * l_{eff} =$	287,05 m ²		$b =$	12,00 m	$b =$	4,80 m
$\sigma_d = Z_{ed} / A_{eff}$	418 kPa		$l =$	26,00 m	$l =$	22,30 m
			$t =$	2,00 m		

Posouzení na ohyb

Výztuž ve směru osy X

Výpočet ohybové momentu:		Rozměry pro dimenzování:	
$a=(b-a_{sl})/2$	3,6	b	1000 mm
$l_k=a+0,15a_{sl}$	4,32	h	2000 mm
$M_c=0,5*\sigma_d*l_k^2$	3897,36 kNm		

Návrh výztuže:					
dolní (tažená)	vrstva	průměr ϕ	Vzdálenost vložek [mm]	počet prutů ve vrstvě na 1bm	poloha od okraje
	1	28 mm	200	5	100 mm
	2	28 mm	200	5	200 mm
plocha A_{s1}	6158 mm ²	$d1$	150 mm		
$A_{s,min} = 0,26 * (f_{ctm} / f_{yk}) * b * d \geq 0,0013 * b * d$					
$A_{s,min} =$	2405 mm ²				

Výpočet:				
d	1850 mm			
η	1,0			
λ	0,8			
F_s	2677183 N	$= A_s * f_{yd}$	$= 6158 * 435$	
F_{cd}	2677183 N	$= F_s$		
x	314 mm	$= F_{cd} / (b * \lambda * \eta * f_{cd})$		
z	1725 mm	$= d - 0,5 * \lambda * x$		
ξ	0,170	$= x / d$	$\xi \leq \xi_{bal,1}$	vyhoví
$\xi_{bal,1}$	0,921	$= 700 / (700 + f_{yd})$		
M_{Rd}	4616,82 kNm	$= F_{cd} * z$		
M_{ed}	3897,36 kNm			

					využití
Posouzení:					84,42%
M_{Rd}	4616,82 kNm	≥	M_{ed}	3897,36 kNm	VYHOVUJE

Výztuž ve směru osy Y

Výpočet ohybové momentu:			Rozměry pro dimenzování:	
$a=(b-a_{sl})/2$	3,8		b	1000 mm
$l_k=a+0,15a_{sl}$	4,37		h	2000 mm
$M_c=0,5*\sigma_d*I_k^2$	3988,10 kNm			

Návrh výztuže:					
dolní(tažená)	vrstva	průměr ϕ	Vzdálenost vložek [mm]	počet prutů ve vrstvě na 1bm	poloha od okraje
	1	28 mm	200	5	115 mm
	2	28 mm	200	5	215 mm
plocha A_{s1}	6158 mm ²	d1	165 mm		
$A_{s,min}=0,26*(f_{ctm}/f_{yk})*b*d \geq 0,0013*b*d$					
$A_{s,min}=$	2386 mm ²				

Výpočet:				
d	1835 mm			
η	1,0			
λ	0,8			
F_s	2677183 N	$=A_s*f_{yd}$	$=6158*435$	
F_{cd}	2677183 N	$=F_s$		
x	314 mm	$=F_{cd}/(b*\lambda*\eta*f_{cd})$		
z	1710 mm	$=d-0,5*\lambda*x$		
ξ	0,171	$=x/d$	$\xi \leq \xi_{bal,1}$	vyhoví
$\xi_{bal,1}$	0,921	$=700/(700+f_{yd})$		
M_{Rd}	4576,66 kNm	$=F_{cd}*z$		
M_{ed}	3988,10 kNm			

					využití
Posouzení:					87,14%
M_{Rd}	4576,66 kNm	≥	M_{ed}	3988,10 kNm	VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková trhlina kolmo na osu X

Posouzení u líce podpory			
$V_{ed,max}=b_m \cdot a \cdot \sigma_d$	$=1,0 \cdot 3,6 \cdot 418$	1 503 612 N	
$V_{r,max}=0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_{cd}$		5 541 120 N	VYHOVUJE
Posouzení vzniku smykové trhliny:			
trhlina vzniká ve vzdálenosti d od líce podpěry			
zatěžovaná délka $l=a-d$	$=3,6-1,85=$	1,75	
→Smyková trhlina vznikne			

Návrhová posouvající síla na 1bm		
$V_{ed}=b_m \cdot l \cdot \sigma_d$	$=1,0 \cdot 1,75 \cdot 418$	730 923 N
Posouzení bez smykové výztuže		
$k=1+(200/d)^{0,5} \leq 2,0$		1,33
$v_{min}=0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5}$		0,21
$\sigma_{cp}=N_{ed}/A_c$		0

minimální smyková únosnost		
$\min V_{rc}=(v_{min}+0,15\sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		396 724 N
únosnost prvku bez smykové výztuže		
$C_{rd,c}=0,18/\gamma_c$		0,12
$\rho_l=A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0,02$		0,00332839
$V_{rc}=V_{rcm}+V_{rcn}=[C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$		
$V_{rc}=$		515 146 N

Posouzení		
$V_{rd}=\max(\min V_{rc}; V_{rc})$		515 146 N
$V_{ed}=$		730 923 N
		NEVYHOVUJE!!!
→Nutno navrhnout smykovou výztuž		

Návrh smykové výztuže	
průměr třmínku ϕ	10 mm
počet stříhů	3
$A_{sw} =$	236 mm ²
vzdálenost třmínků	
$s =$	400
úhel třmínků	
$\alpha =$	90
úhel tlačených diagonál (21,8°;45°)	
$\theta =$	30
$v_1 = 0,6(1 - f_{ck}/250)$	0,5616
únosnost betonu	
$V_{r,max} = b_w * z * v_1 * f_{cd} * (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$	
$V_{r,max} =$	4 473 232 N
únosnost smykové výztuže	
$V_{rs} = (A_{sw}/s) * f_{ywd} * z * (\cot\theta + \cot\alpha) * \sin\alpha$	
$V_{rs} =$	764 978 N

					využití
Posouzení:					95,55%
$V_{rd} = \min(V_{r,max}; V_{rs})$	764 978 N	\geq	V_{ed}	730 923 N	VYHOVUJE

Smyková trhlina kolmo na osu Y

Posouzení u líce podpěry			
$V_{ed,max} = b_m * a * \sigma_d$	$= 1,0 * 3,8 * 418$	1 587 146 N	
$V_{r,max} = 0,5 * b_w * d * v_1 * f_{cd}$		5 496 192 N	VYHOVUJE
Posouzení vzniku smykové trhliny:			
trhlina vzniká ve vzdálenosti d od líce podpěry			
zatěžovaná délka $l = a - d$	$= 3,8 - 1,84 =$	1,965	
→ Smyková trhlina vznikne			

Návrhová posouvající síla na 1bm		
$V_{ed} = b_m * l * \sigma_d$	$= 1,0 * 1,965 * 418$	820 722 N
Posouzení bez smykové výztuže		
$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,0$		1,33
$v_{min} = 0,035 * k^{1,5} * f_{ck}^{0,5}$		0,21
$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c$		0

únosnost prvku bez smykové výztuže			
$C_{rd,c}=0,18/\gamma_c$		0,12	
$\rho_l=A_{sl}/(b_w*d)\leq 0,02$		0,0033556	
$V_{rc}=V_{rcm}+V_{rcn}=[C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+0,15*\sigma_{cp}]*b_w*d$			
$V_{rc}=\phantom{V_{rcm}+V_{rcn}}$		512 874 N	

Posouzení		
$V_{rd}=\max(\min V_{rc}, V_{rc})$		512 874 N
$V_{ed}=\phantom{V_{rc}}$		820 722 N
		NEVYHOVUJE!!!
→Nutno navrhnout smykovou výztuž		

Návrh smykové výztuže		
průměr třmínku ϕ		10 mm
počet stříhů		4
$A_{sw}=\phantom{A_{sw}}$		314 mm ²
vzdálenost třmínků		
$s=$		400
úhel třmínků		
$\alpha=$		90
úhel tlačných diagonál (21,8°;45°)		
$\theta=$		30
$v_1=0,6(1-f_{ck}/250)$		0,5616
únosnost betonu		
$V_{r,max}=b_w*z*v_1*f_{cd}*(\cot\theta+\cot\alpha)/(1+\cot^2\theta)$		
$V_{r,max}=\phantom{V_{r,max}}$		4 434 323 N
únosnost smykové výztuže		
$V_{rs}=(A_{sw}/s)*f_{ywd}*z*(\cot\theta+\cot\alpha)*\sin\alpha$		
$V_{rs}=\phantom{V_{rs}}$		1 011 099 N

					využití
Posouzení:					81,17%
$V_{rd}=\min(V_{r,max}; V_{rs})$	1 011 099 N	≥	V_{ed}	820 722 N	VYHOVUJE

PŘÍLOHA C: TECHNICKÁ ZPRÁVA

1 ÚVOD

1.1 Základní údaje

Název objektu:	Starý most
Číslo objektu:	20 – 201 – 00
Katastrální území:	Bratislava 1 – Staré mesto, Bratislava 5 – Petržalka
Obec:	Bratislava
Kraj:	Bratislavský kraj

1.2 Popis objektu

Starý most je historický most z roku 1891 přes Dunaj. Propojuje bratislavské městské části Staré mesto a Petržalka, přesněji Šafárikovo náměstí s ulicí Bosákova. Dunaj kříží v říčním kilometru 1862,12 pod úhlem 100g. Původně se jednalo o dva souběžné, sedmipólové ocelové příhradové mosty na společných podpěrách. Nový stav bude tvořit jedna ocelová příhradová konstrukce rombické soustavy o šesti polích. Dvě podpěry se nacházejí v řečišti Dunaje, tři pak v jeho inundačním území.

1.3 Cíl úlohy

Cílem stavebních prací je zvětšení plavebního prostoru při zachování co největšího počtu stávajících podpěr, které jsou památkově chráněny. Zvětšení plavebního prostoru si vyžaduje odstranění dvou stávajících podpěr č.3 a č.4 a jejich nahrazení novou podpěrou č.34. Zvětšením rozpětí hlavního pole mostu dochází ke zvýšení zatížení na podpěru č.5, jejíž základ musí být z toho důvodu sanován.

2 CHARAKTERISTIKA ÚZEMÍ

2.1 Geologické a geomorfologické poměry

Území, na kterém se nachází Starý most, patří podle geomorfologického členění do soustavy Alpsko–Himalájské, podsoustavy Panonská pánev, provincie Západopanonské pánve, přesněji do její subprovincie Malá dunajská kotlina, oblasti Podunajská nížina a jejího celku Podunajská rovina.

V zájmovém území se nachází dvě stratigraficky a litologicky odlišná souvrství:

- neogén - pliocén – zastoupený panónskými, případně až pontskými sedimenty (jíly, písky, podřadné štěrky)
- kvartér – reprezentovaný fluvialními sedimenty (štěrk, hlína, písek, organické sedimenty) a antropogenními uloženinami (navážky, stavební a průmyslový odpad)

2.2 Hydrologické poměry

Starý most kříží Dunaj v říčním kilometru 1862,12. Dlouhodobý průtok Dunaje je $1992 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$.

Měsíc	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.	rok
Q [m^3s^{-1}]	1440	1847	2583	2951	2948	2604	2848	2929	1866	1506	1001	1140	2097
Q _{max 1901-2004} [m^3s^{-1}]	10400 (15.7.1954)					Q _{min 1901-2004} [m^3s^{-1}]					580 (06.01.1909)		
Q _{max 2005} [m^3s^{-1}]	6741 (13.7.2004)					Q _{min 2005} [m^3s^{-1}]					908 (12.05.2005)		

Dno Dunaje v řkm se nachází přibližně ve výšce 125,0m n.m., hladina návrhové pracovní vody pak ve výšce 130,6m n.m. Hladina stoleté vody je na kótě 138,93m n.m.

2.3 Geotechnické poměry

Dno Dunaje je tvořeno kvartérními sedimenty v mocnosti 1 – 2m. Jedná se o říční naplaveniny tvořené štěrkovými a písčitými zeminami třídy Gr a Sa (saGr, clSa ...). Na kvartérní štěrky navazují neogenní vrstvy tvořené plastickými jíly a hlínami spadajícími do tříd Si a Cl. V hloubkách kolem 14 – 15m přechází neogenní jíly v jílovec kvality R5. Stávající

podpěry v řečišti jsou opatřeny záhozem z velkých balvanů a dno je vzduté směrem k podpěrám naplaveným materiálem.

Pro nově zakládány pilíř 34 předpokládáme, že pod vrstvou říčního štěrku tloušťky 1,5m se nachází základová půda určená jako hlína s nízkou plasticitou značená F5 ML dle normy ČSN 73 1001, jejíž směrné normové charakteristiky jsou uvedeny v příloze A. Dle normy EN ISO 14688 je zemina zatříděna jako prachový jíl siCl. V hloubce 14m předpokládáme, že se nachází jílovec třídy R5.

Z vrtu vedeného podpěrou 5 bylo zdokumentováno podloží do hloubky 1,55m pod základovou spáru. Pro sanovaný pilíř 5 je základová půda zatříděna jako jíl se střední plasticitou F6 CI ve smyslu normy ČSN 73 1001, jejíž směrné normové charakteristiky jsou uvedeny v příloze A. Dle normy EN ISO 14688 je zemina zatříděna jako jíl Cl.

3 ZAKLÁDÁNÍ

3.1 Podpěra 34

Základ podpěry č. 34 bude proveden jako skupina pilot v hlavě spojených tuhou železobetonovou deskou. Založení proběhne v dvojité ocelové jímce ze štětovic typu Larssen. Vnitřní stěna jímky bude v půdorysu kopírovat obdélníkový tvar železobetonové desky a později poslouží jako ztracené bednění při jejím betonování. Vnější stěna bude mít v půdoryse klínový tvar pro snížení odporu proti proudící vodě. Štětovicové stěny budou spojeny ocelovými táhly a prostor mezi stěnami bude až do úrovně 100mm pod horní hranu štětovic zasypán zahliněným štěrkem. Následně bude jímka za postupného odčerpávání vody rozpírána ocelovými I nosníky v projektovaných úrovních. Po odčerpání veškeré vody budou odstraněny říční balvany a odtěžena vrstva zeminy 0,2m pod projektovanou úroveň hlav pilot. Dle vhodnosti bude zpětně nasypána vrstva říčního štěrku či kamenné drti výšky 0,2m a zhutněna pro vytvoření vrtné plošiny. Dle pohybu vrtné soupravy bude průběžně přestavováno rozepření jímkové jámy. V žádné fázi nesmí klesnout počet rozpěr a jejich maximální vodorovná vzdálenost nesmí překročit 4,5m. Piloty budou první tři metry vrtány pod ochrannou ocelové varné pažnice, dále pak jako nepažené. Po dovtání pilot na projektovanou délku

budou vrty osazeny armokoši a piloty vybetonovány. Po zatvrdnutí budou hlavy pilot očištěny a zarovnány. Bude položen podkladní beton tloušťky 100mm. Dle návrhu bude uložena výztuž desky a deska pak vybetonována. Po ukončení výstavby podpěry bude odtěžen zásyp jímkové stěny, vnější štětovnicová stěna bude zcela odstraněna a vnitřní pak seříznuta v úrovni horního povrchu železobetonové desky. Nakonec bude základ opatřen ochranným záhozem.

3.1.1 Technologie provádění pilot

Vrty budou provedeny vrtným šnekem – tzv. spirálem průměru 1070mm. První tři metry budou vrtány za současného zapouštění ochranné pažnice vnějšího průměru 1220mm a délky 4m – 1m délky pažnice bude ponechán nad povrchem. Dále bude vrtáno bez pažení. V průběhu vrtání bude kontrolováno, zda nedochází k odpadávání stěn vrtu. Pokud ano, bude třeba vrt zapažit na potřebnou délku, zjištěnou přímo na stavbě. Po dovrtání bude dno očištěno uzavíratelnou čistící šapou nejméně dvěma návrty. Následně bude osazen armokoš, který bude vcelku zhotoven na břehu a do vrtu zapažen. Jeho polohu ve vrtu budou zajišťovat distanční kolečka z betonu. Pruty spojovací výztuže musí vyčnívat nad horní úroveň budoucí hlavy pilot na projektovanou kotevní délku. Betonáž proběhne nejpozději 3 hodiny po dokončení vrtných prací. Betonovat se bude pod vodou pomocí sypákové roury průměru 300mm. Roura bude před betonáží zcela naplněna betonem, který bude neustále doplňován. Po zahájení betonáže bude roura postupně vytahována tak, aby bylo zajištěno její ponoření do betonu nejméně 1,5m. Současně s postupem betonáže bude z vrtu odčerpávána voda. Pilota bude před vytažením pažnice nadbetonována 1m nad projektovanou úroveň. Po vytažení pažnice bude přebytečný beton ještě v plastickém stavu odebrán.

3.1.2 Výrobní tolerance

Následující hodnoty nesmí být překročeny a jejich kontrola musí být zaručena po celou dobu provádění:

- odchylka osy vrtu v hlavě piloty od projektované polohy maximálně 50mm
- odchylka osy vrtu od svislice max. 1:50
- odchylka v hloubce vrtu +0,1m

- odchylka v rozmístění prutů nosné výztuže $\pm 30\text{mm}$ ($\pm 60\text{mm}$ u konstrukční výztuže)
- odchylka ve výškovém osazení výztuže $+100\text{mm}$; -50mm
- odchylka ve stykování výztuže $+2$ profily výztuže
- odchylka vybetonované hlavy piloty v úrovni terénu $\pm 20\text{mm}$

3.2 Podpěra 5

Podpěra č.5 je stávající podpěra, jejíž základ je třeba upravit. Nejprve bude odstraněn zához podpěry a částečně odbagrována zemina kolem podpěry. Poté bude zbudována dvojitá ocelová jímka. Štětovnice budou zabírány na projektovanou délku do neogenní vrstvy. Vnitřní štětovnicová stěna bude zbudována v půdorysném tvaru budoucího rozšířeného základu, vnější stěna bude klínovitého tvaru pro snížení odporu proti proudící vodě. Štětovnicové stěny budou spojeny táhly a prostor mezi nimi zasypán zahliněným štěrskem 300mm pod horní okraj štětovnic. Dalších 200mm zásypu bude pouze štěrk, který bude zhutněn pro vytvoření pracovní plošiny. Voda z prostoru jímkové jámy bude za postupného rozpírání vnitřních stěn odčerpána. Rozpěry budou opřeny o dřív podpěry tak, aby pokud možno nedošlo k poškození kamenného obkladu. Po odčerpání vody se započne s vrty tryskové injektáže. Vrty budou prováděny z pracovní plošiny vytvořené na povrchu zásypu dvojitě jímky. Vrty tryskové injektáže vyplní prostor mezi štětovnicovou stěnou a stávajícím kesonovým základem po výšce tohoto základu. Po dokončení vrtných prací a zavadnutí sloupů tryskové injektáže bude odtěžena zemina do horní úrovně tryskové injektáže. Hlavy sloupů budou začištěny a zkontrolován průměr sloupů. Následně bude položen podkladní beton tloušťky 100mm. Z dřívku opěry bude ve výšce základové desky odstraněn kamenný obklad. V dřívku podpěry budou vyvrtány otvory pro uložení výztuže. Soudržnost výztuže se stávající betonovou konstrukcí bude zajištěna vyplněním otvoru směsí určenou pro dodatečné vlepuvání výztuže. Dále bude uložena zbývající výztuž desky a deska vybetonována. Po celkovém dokončení prací na podpěře bude odtěžena zemina z dvojitě jímky, vnější stěna jímky zcela odstraněna a vnitřní štětovnice seříznuty v úrovni povrchu základové desky. Nakonec bude základ opatřen ochranným kamenným záhozem.

3.2.1 Technologie tryskové injektáže

Sloupy tryskové injektáže bude provedeny dvoufázovou vodní technologií. Pro přesné stanovení parametrů tryskové injektáže bude provedeno zkušební pole na břehu v místě a hloubce, kde se nacházejí kvalitativně stejné neogenní vrstvy jako v podloží podpěry č.5. Bude stanoven především optimální poměr injektážní směsi a injektážní tlak pro dosažení navrženého průměru sloupu 1000mm. Též bude stanovena spotřeba směsi na jeden metr sloupu TI. Výchozí poměr injektážní směsi je navržen c:v (cement:voda) 0,8:1, tlak vody 50MPa a tlak injektážní směsi 3MPa. Vrty budou provedeny z plošiny zhotovené na povrchu dvojité jímky. Vrtat se bude dle daného schématu a pořadí. Před započítím vrtání je nutno ověřit, zda zemina v jímkové jámě sahá minimálně do úrovně 1m nad horní projektovanou úroveň sloupů TI. Pokud to nebude splněno, je nutno zeminu dosypat. Vrt bude proveden průměru 200mm za současného zapouštění monitoru pro tryskání. Po dovržení na spodní projektovanou se započne s tryskovou injektáží v krocích daných strojním vybavením. Po dokončení sloupu na projektovanou úroveň se souprava přestaví pro vrtání dalšího sloupu.

3.2.2 Výrobní tolerance

Následující hodnoty nesmí být překročeny a jejich kontrola musí být zaručena po celou dobu provádění:

- odchylka osy ohlubně vrtu od projektované polohy max. 50mm
- odchylka sklonu vrtu od svislice max. 1:50
- odchylka v rozměru sloupu tryskové injektáže -50mm; +150mm

3.2.3 Kontrolní zkoušky

U zkušebního pole TI bude proveden odkop a prověřeny celkové rozměry sloupu. Následně budou odebrány zkušební válce a na nich ověřena pevnost v tlaku, která nesmí být menší než 3MPa. U cementové suspenze budou provedeny zkoušky těchto vlastností:

- hustota
- odstoj vody po třech hodinách ve skleněném válci o průměru 1000 cm³ a průměru 60mm

- viskozita dle Marshe
- doba tuhnutí
- válcová pevnost po 3,7 a 28 dnech

Při provádění budou odebrány vzorky z vyplavovaného materiálu injektážní směsi a na nich stanovena objemová hmotnost a po zatvrdnutí válcová pevnost po 3,7 a 28 dnech.